



**Fernando Alcino
Borges Bonito**

**Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes
da Ria de Aveiro**



**Fernando Alcino
Borges Bonito**

**Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes
da Ria de Aveiro**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor José Claudino de Pinho Cardoso, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Doutor Celso de Sousa Figueiredo Gomes, Professor Catedrático do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

o júri

presidente

Doutor António Mendes dos Santos Moderno
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Doutor Celso de Sousa Figueiredo Gomes
Professor Catedrático Aposentado da Universidade de Aveiro

Doutor Fernando Joaquim Fernandes Tavares Rocha
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Doutor Victor Manuel Pissarra Cavaleiro
Professor Associado com Agregação da Universidade da Beira Interior

Doutor José Claudino de Pinho Cardoso
Professor Associado da Universidade de Aveiro

Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana
Professora Auxiliar da Universidade Nova de Lisboa

Doutora Laura Maria Mello Saraiva Caldeira
Investigadora Principal do LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Doutor Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues
Professor Adjunto do Instituto Politécnico da Guarda

agradecimentos

A realização do presente trabalho só se tornou possível com a colaboração de algumas pessoas e entidades, às quais o autor deseja expressar o seu agradecimento.

À Fundação Para a Ciência e Tecnologia que, no âmbito do programa PRAXIS XXI, atribuiu ao autor a bolsa de doutoramento;

Aos orientadores da tese, Professores José Claudino de Pinho Cardoso e Celso de Sousa Figueiredo Gomes, pela dedicação e disponibilidade demonstradas ao longo do projecto, particularmente pelo empenho na criação das condições materiais necessárias à realização do trabalho experimental, bem como pelo espírito crítico manifestado na discussão científica dos temas abordados.

Ao Professor Fernando Joaquim Fernandes Tavares Rocha pelo papel desempenhado na fase inicial do projecto e pela troca de opiniões que proporcionou, contribuindo para a estruturação da tese.

À Divisão de Geotecnia da empresa Mota & Cia, à empresa Geocontrolo, pelo profissionalismo demonstrado pelos seus técnicos durante a realização, respectivamente, da campanha de campo para prospecção e recolha de amostras indeformadas e da campanha de ensaios geotécnicos de campo. Às Direcções do CICCOPN e da ESTG do Instituto Politécnico da Guarda que em conjunto viabilizaram a realização de ensaios de campo com o dilatómetro plano.

À Direcção do LabGeo da FEUP pela viabilização da execução de alguns dos ensaios de laboratório e ao técnico, Sr. Armando Pinto, pelo seu apoio na realização dos referidos ensaios e, fora do ambiente de trabalho, pelas memoráveis prosas que tivemos.

Ao colega e amigo Ricardo Alves, pela ajuda inestimável durante a execução de ensaios laboratoriais na Universidade de Aveiro.

Pela amizade e camaradagem, pelo incentivo constante e pela partilha de experiências (geotécnicas e outras), uma palavra muito especial aos colegas e amigos Carlos Rodrigues, Agostinho Benta, Fernando Almeida e António Machado, para quem, é eterna a minha dívida de gratidão.

À minha família, aos colegas e amigos de perto e de longe e a todos aqueles que indirectamente apoiaram: muito obrigado!

resumo

Nos últimos anos têm sido construídas e estão projectadas para a construção várias obras de engenharia civil na região de Aveiro, destacando-se algumas infra-estruturas rodoviárias, ferroviárias e portuárias cujo funcionamento em pleno reveste-se de particular importância dados os seus impactos globalmente positivos na estruturação do tecido socioeconómico da região e do país.

Por outro lado, aspectos como a localização geográfica litoral e o enquadramento geológico da cidade de Aveiro, cuja paisagem geomorfológica é dominada pela denominada laguna de Aveiro, são condicionadores da natureza mole, compressível e de baixa capacidade resistente dos terrenos de fundação que ocorrem nesta zona da cidade.

A escolha do tema do presente trabalho de investigação, do domínio geotécnico, está associada ao reconhecido comportamento problemático desses solos quando solicitados pelas obras de engenharia civil. Deste modo, o presente trabalho pretende contribuir para a compreensão do comportamento geomecânico que caracteriza os depósitos de solos naturais de origem aluvionar, localizados na zona lagunar da cidade de Aveiro. São investigadas as relações entre o comportamento descrito para estes solos e a sua história geológica e as suas propriedades micro e macro estruturais no estado de ocorrência.

Foram seleccionados quatro locais da cidade representativos da ocorrência de depósitos de solos moles nos quais foram realizados ensaios geotécnicos de campo e procedeu-se a recolha de amostras a várias profundidades para estudos geotécnicos de laboratório. Com os ensaios, foram avaliadas as características de identificação e do comportamento reológico (tensão-deformação-resistência ao corte) e a parametrização geotécnica derivada foi interpretada à luz do conhecimento adquirido em outros estudos também realizados do âmbito da geologia e da mineralogia.

abstract

In the region of Aveiro, and in the recent years, several private and public construction works have been already concluded, others are under construction, and others are still being projected.

Road, railroad and harbour works and infrastructures deserve to be highlighted since their appropriate and full functioning will be of paramount importance due to their globally positive impacts in terms of the socioeconomic structure, both of the region and of the country. On the other hand, some unique features of the region located near the Atlantic coast, are the specificities of its geological setting and geomorphological landscape, integrated into a lagoon system. Such is an important conditioning factor when the foundations of infrastructures such as those referred to use in their foundations the high compressible and low resistant soft soils occurring in the region of Aveiro.

The selection of the topic of this thesis, included into the geotechnics field, is associated with the problematic behaviour of these soft soils when they are used in civil engineering works. Therefore, this thesis pretends to be a contribution for the understanding of the geomechanical behaviour of the natural aluvionar soils that occur in the lagoon system where the city of Aveiro is located. The relationships between the geotechnical behaviour of these soils, their geological history, and their micro and macro structural properties in the natural state will be dealt with.

Four sites located within the area of the city of Aveiro where representative soft soils do occur have been selected to carry out geotechnical field tests. Also several soil samples were collected at different depths to carry out geotechnical laboratory tests.

The tests being carried out allowed the assessment of soil characteristics required for their identification and rheological behaviour (tension-deformation-resistance) and the obtained geotechnical parameters were interpreted based upon the knowledge previously obtained in other studies carried out within the framework of geology and mineralogy.

ÍNDICE DE GERAL

| | |
|---|-------|
| Agradecimentos | vii |
| Resumo | ix |
| Abstract | xi |
| Índice Geral | xiii |
| Índice de Figuras | xvii |
| Índice de Quadros | xxvi |
| Lista de Símbolos | xxvix |
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1 Enquadramento do tema | 3 |
| 1.2 Estrutura do trabalho | 4 |
| PARTE I – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS MOLES: ESTADO DO CONHECIMENTO | |
| 2. Origem e natureza dos depósitos de solos moles | 5 |
| 2.1 A formação dos solos | 7 |
| 2.2 Ambientes deposicionais dos solos moles | 11 |
| 2.3 Processos pós-deposicionais | 18 |
| 2.4 Importância da fracção argilosa | 20 |
| 2.5 História das tensões e estados de consolidação | 24 |
| 2.6 Depósitos de solos moles em Portugal | 32 |
| 3. Caracterização geotécnica por ensaios de laboratório | 35 |
| 3.1 Introdução | 37 |
| 3.2 Natureza, composição, estrutura e estado dos solos | 38 |
| 3.2.1 Índices físicos | 45 |
| 3.2.2 Composição granulométrica | 48 |
| 3.2.3 Composição química e mineralógica | 50 |
| 3.2.4 Teor de matéria orgânica | 57 |
| 3.2.5 Teor de carbonatos | 60 |
| 3.2.6 Limites de consistência | 60 |
| 3.2.7 Classificação de solos | 78 |
| 3.3 Compressibilidade e consolidação | 85 |
| 3.3.1 Ensaio de consolidação por carregamento incremental | 86 |
| 3.3.2. Ensaio de consolidação por carregamento contínuo | 87 |
| 3.3.3. Compressibilidade e sua parametrização | 91 |
| 3.3.4. Avaliação da história das tensões | 94 |
| 3.3.5. Consolidação primária | 108 |

| | |
|---|-----|
| 3.3.6. Consolidação secundária | 126 |
| 3.4 Compressão e expansão isotrópicas | 139 |
| 3.5 Relações tensão-deformação-resistência ao corte | 144 |
| 3.5.1 Resistência ao corte | 144 |
| 3.5.2 Comportamento tensão-deformação nos solos | 147 |
| 3.5.3 Técnicas de reconsolidação de amostras | 151 |
| 3.5.3.1 Recompressão para as tensões <i>in situ</i> | 153 |
| 3.5.3.2 Método SHANSEP | 154 |
| 3.5.4 Anisotropia | 157 |
| 3.5.5 Ensaio triaxiais | 160 |
| 3.5.5.1 Fase de consolidação | 161 |
| 3.5.5.2 Fase de corte | 163 |
| 3.5.6 Comportamento dos solos argilosos | 169 |
| 3.5.6.1 Resistência ao corte | 169 |
| 3.5.6.2 Estado crítico | 171 |
| 3.5.6.3 Critérios de rotura | 186 |
| 3.5.6.4 Resistência não drenada | 189 |
| 3.5.6.5 Resistência em tensões efectivas | 193 |
| 3.5.6.6 Rigidez | 196 |
| 3.5.6.7 Outros aspectos a considerar nos ensaios triaxiais | 203 |
| 3.6 Conclusões | 205 |
| 4. Amostragem indeformada de solos moles | 207 |
| 4.1 Introdução | 209 |
| 4.2 Técnicas de amostragem e amostradores | 209 |
| 4.2.1 Efeitos da cravação do tubo amostrador | 213 |
| 4.2.2 Características de amostradores utilizados em solos moles | 216 |
| 4.3 Avaliação da qualidade das amostras | 221 |
| 4.3.1 Medição da tensão efectiva inicial | 221 |
| 4.3.2 Medição da deformação durante a recompressão | 223 |
| 4.3.3 Velocidade de propagação de ondas de corte | 225 |
| 4.4 Conclusões | 227 |
| 5. Caracterização geotécnica por ensaios de campo | 229 |
| 5.1 Introdução | 231 |
| 5.2 Ensaio realizados | 234 |
| 5.2.1 Ensaio de molinete (FVT) | 234 |
| 5.2.2 Ensaio com o piezocone (CPTu) | 236 |
| 5.2.3 Ensaio com o piezocone sísmico (SCPTu) | 237 |
| 5.2.4 Ensaio com o dilatómetro plano de Marchetti (DMT) | 238 |

| | |
|---|-----|
| 5.3 Interpretação e parametrização | 240 |
| 5.3.1 Estratificação e Classificação de solos | 242 |
| 5.3.1.1 Classificação pelo CPTu | 242 |
| 5.3.1.2 Classificação pelo DMT | 250 |
| 5.3.2 História das tensões e idade dos depósitos | 251 |
| 5.3.2.1 Avaliação pelo FVT | 251 |
| 5.3.2.2 Avaliação pelo CPTu | 255 |
| 5.3.2.3 Avaliação pelo SCPT | 257 |
| 5.3.2.4 Avaliação pelo DMT | 259 |
| 5.3.3 Estado de tensão em repouso | 260 |
| 5.3.3.1 Avaliação pelo CPTu | 260 |
| 5.3.3.2 Avaliação pelo DMT | 260 |
| 5.3.4 Resistência corte | 261 |
| 5.3.4.1 Avaliação pelo FVT | 261 |
| 5.3.4.2 Avaliação pelo CPTu | 266 |
| 5.3.4.3 Avaliação pelo DMT | 272 |
| 5.3.5 Deformabilidade e rigidez | 273 |
| 5.3.5.1 Avaliação pelo CPTu | 273 |
| 5.3.5.2 Avaliação pelo SCPT | 274 |
| 5.3.5.3 Avaliação pelo DMT | 276 |
| 5.3.6 Consolidação e condutividade hidráulica | 277 |
| 5.4 Conclusões | 286 |
| | |
| PARTE II – ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS MOLES DE AVEIRO | |
| 6. Enquadramento do campo experimental | 287 |
| 6.1 Introdução. | 289 |
| 6.2 Localização geográfica | 289 |
| 6.3 Aspectos geológicos | 291 |
| 6.4 Estudos geotécnicos anteriores | 295 |
| 7. Discussão dos resultados dos ensaios de laboratório | 303 |
| 7.1 Recolha de amostras indeformadas | 305 |
| 7.2 Ensaio de laboratório realizados | 306 |
| 7.2.1 Propriedades físicas | 306 |
| 7.2.2 Propriedades para a classificação | 309 |
| 7.2.2.1 Composição e distribuição granulométrica | 309 |
| 7.2.2.2 Composição mineralógica | 315 |
| 7.2.2.3 Plasticidade e consistência | 316 |
| 7.2.2.4 Actividade | 321 |

| | |
|---|-----|
| 7.2.2.5 Conteúdo de matéria orgânica | 322 |
| 7.2.2.6 Microestrutura | 323 |
| 7.2.3 Classificação dos solos | 325 |
| 7.2.4 Compressibilidade e consolidação | 329 |
| 7.2.4.1 Curvas de compressibilidade | 329 |
| 7.2.4.2 Consolidação primária | 339 |
| 7.2.4.3 Consolidação secundária | 342 |
| 7.2.5 Qualidade das amostras | 345 |
| 7.3. Comportamento tensão deformação-resistência ao corte | 348 |
| 7.3.1 Cuvas tensão-deformação | 349 |
| 7.3.2 Parâmetros resistentes | 352 |
| 7.3.3 Deformabilidade | 357 |
| 8. Discussão dos resultados dos ensaios de campo | 361 |
| 8.1 Introdução | 363 |
| 8.2 Ensaio de molinete | 363 |
| 8.3 Ensaio com o piezocone | 363 |
| 8.4 Ensaio com o piezocone sísmico | 362 |
| 8.5 Ensaio com o dilatómetro plano de Marchetti | 366 |
| 8.6 Perfis de resistência | 367 |
| 8.6.1 Perfis CPTu | 368 |
| 8.6.2 Perfis SCPTu | 370 |
| 8.6.3 Perfis DMT | 371 |
| 8.7 Parametrização | 372 |
| 8.7.1 Peso volúmico | 372 |
| 8.7.2 Classificação dos solos | 374 |
| 8.7.3 História das tensões | 381 |
| 8.7.4 Estado de tensão em repouso | 384 |
| 8.7.5 Resistência ao corte | 386 |
| 8.7.5.1 Resistência não drenada | 386 |
| 8.7.5.2 Ângulo de resistência ao corte | 393 |
| 8.7.6 Compressibilidade e rigidez | 395 |
| 8.7.7 Consolidação e condutividade hidráulica | 398 |
| 9. Conclusões e considerações para a investigação futura | 403 |
| 9.1 Sobre os solos moles de Aveiro | 405 |
| 9.2 Aspectos a considerar na investigação futura | 408 |
| Referências bibliográficas | 411 |

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

| | |
|---|----|
| Figura 2.1: Processo de formação dos solos | 7 |
| Figura 2.2: Relação entre a velocidade da corrente, a dimensão das partículas e os processos de erosão, transporte e sedimentação | 9 |
| Figura 2.3: Influência do ambiente de sedimentação na granulométrica dos depósitos | 9 |
| Figura 2.4: Principais zonas de sedimentação num delta | 13 |
| Figura 2.5: Génese das planícies sedimentares paulistas | 16 |
| Figura 2.6: Secção geológica esquemática obtida na Via dos Imigrantes em Santos. | 17 |
| Figura 2.7: Sobreconsolidação das argilas da Baixada Santista | 18 |
| Figura 2.8: Unidades básicas dos minerais de argila | 22 |
| Figura 2.9: Representação simbólica da estrutura de alguns minerais de argila | 23 |
| Figura 2.10: Estruturas características dos solos argilosos. | 25 |
| Figura 2.11: Depósitos de solos moles normalmente consolidados e sobreconsolidados | 27 |
| Figura 2.12: Efeito da consolidação secundária na compressibilidade de uma argila | 30 |
| Figura 2.13: Perfis de σ'_{v0} , σ'_p , OCD, OCR e OCG em solos de origem marinha | 31 |
| Figura 2.14: Localização dos principais depósitos de solos moles em Portugal | 33 |
| Figura 2.15: Demografia em Portugal | 34 |

Capítulo 3

| | |
|--|----|
| Figura 3.1: Microestrutura dos solos | 39 |
| Figura 3.2: Imagens obtidas por de microscopia electrónica de varrimento | 40 |
| Figura 3.3: Diferentes famílias de poros nos solos fossilíferos | 41 |
| Figura 3.4: Esquema do «macofabric» do solo | 43 |
| Figura 3.5: Variedades de «microfabric» encontrados nos solos naturais | 44 |
| Figura 3.6: Relação entre a estrutura e comportamento dos geomateriais | 45 |
| Figura 3.7: Fases do solo | 45 |
| Figura 3.8: Influência da matéria orgânica nos índices físicos dos solos | 47 |
| Figura 3.9: Classes granulométricas segundo várias normas | 49 |
| Figura 3.10: Estrutura cristalina do cloreto de sódio | 51 |
| Figura 3.11: Difracção de raios-X e aplicação da Lei de Bragg | 52 |
| Figura 3.12: Exemplo de difractograma de uma amostra em pó de MgB_2 | 53 |
| Figura 3.13: Limites de consistência dos solos | 61 |
| Figura 3.14: Equipamentos para determinação do limite de liquidez | 63 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.15: Curvas de fluência | 65 |
| Figura 3.16: Curvas de fluência para 66 solos naturais | 65 |
| Figura 3.17: Comparação entre limites de liquidez obtidos por um ponto e pelas curvas de fluência | 68 |
| Figura 3.18: Curvas de fluência | 71 |
| Figura 3.19: Comparação entre limites de plasticidade obtidos pelas curvas de fluência e pelo método tradicional | 73 |
| Figura 3.20: Comparação entre limites de liquidez obtidos por um ponto e pelas curvas de fluência. | 73 |
| Figura 3.21: Variação da resistência não drenada com o índice de liquidez | 76 |
| Figura 3.22: Relações entre o índice de plasticidade e percentagem da fracção argila | 77 |
| Figura 3.23: Classificação dos solos no triângulo de Feret | 80 |
| Figura 3.24: Classificação Unificada de dos solos | 81 |
| Figura 3.25: Posicionamento na carta de plasticidade dos solos inorgânicos e orgânicos | 82 |
| Figura 3.26: Comparação entre alguns sistemas de classificação de solos orgânicos | 84 |
| Figura 3.27: Equipamento para a realização do ensaio edométrico | 87 |
| Figura 3.28: Alguns equipamentos utilizados na realização de ensaios CL | 88 |
| Figura 3.29: Padrões de carregamento nos ensaios de consolidação contínua CL. | 90 |
| Figura 3.30: Correlações entre diferentes ensaios CL | 91 |
| Figura 3.31: Parâmetros da compressibilidade e seu modo de definição | 92 |
| Figura 3.32: Determinação da tensão de pré-consolidação | 97 |
| Figura 3.33: Ensaio edométrico de carga incremental: interpretações alternativas | 98 |
| Figura 3.34: Reconstituição das curvas de compressibilidade segundo Schmertman | 99 |
| Figura 3.35: Curvas de compressibilidade típicas de solos estruturados/cimentados | 100 |
| Figura 3.36: Curvas de compressibilidade típicas de solos estruturados/cimentados | 101 |
| Figura 3.37: Estimativa da tensão de cedência e da curva de compressibilidade | 102 |
| Figura 3.38: Efeitos da perturbação das amostras na trajectória de compressibilidade | 103 |
| Figura 3.39: Comparação entre tensões de cedência estimadas e observadas | 103 |
| Figura 3.40: Estimativa da tensão de pré-consolidação pela energia de deformação | 104 |
| Figura 3.41: Exemplos de comparação entre curvas $e - \log(\sigma'v)$ e $\log(1+e) - \log(\sigma'v)$ | 105 |
| Figura 3.42: Método de Sällfors para estimativa da tensão de pré-consolidação | 105 |
| Figura 3.43: Comparação entre curvas de compressibilidade de ensaios do tipo IL | 106 |
| Figura 3.44: Relações de compressão e compressibilidade com σ'_p | 107 |
| Figura 3.45: Essencial do comportamento durante a consolidação unidimensional (1D) | 108 |
| Figura 3.46: Determinação de c_v pelo método de Casagrande | 110 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.47: Determinação de c_v pelo método de Taylor | 111 |
| Figura 3.48: Resultados de ensaios CRS sobre uma argila naturalmente estruturada | 114 |
| Figura 3.49: Construção gráfica do método e Asaoka modificado por Magnan e Deroy | 118 |
| Figura 3.50: Método de Asaoka em carregamentos por etapas | 119 |
| Figura 3.51: Método de Orleach | 121 |
| Figura 3.52: Relação entre a permeabilidade e o índice vazios | 124 |
| Figura 3.53: Anisotropia de permeabilidade de várias argilas naturais. | 125 |
| Figura 3.54: Anisotropia de permeabilidade de argilas marinhas | 125 |
| Figura 3.55: Fases de consolidação após a aplicação de um incremento de carga | 127 |
| Figura 3.55: Determinação do coeficiente de C_α | 129 |
| Figura 3.57: Relação entre o coeficiente de consolidação secundária e o teor em água | 129 |
| Figura 3.58: Constância da relação C_α/C_c | 130 |
| Figura 3.59: Comportamento de C_α ao longo do tempo | 132 |
| Figura 3.60: Comparação entre as hipóteses A e B de consolidação secundária | 134 |
| Figura 3.61: Comparação entre as hipóteses A e B de consolidação secundária | 135 |
| Figura 3.62: Representação da compressão e expansão isotrópicas | 139 |
| Figura 3.63: Carregamento isotrópico e sobreconsolidação | 141 |
| Figura 3.64: Estados em relação à linha de sobreconsolidação crítica | 142 |
| Figura 3.65: Comparação entre compressão isotrópica e unidimensional | 143 |
| Figura 3.66: Envolvente de rotura | 145 |
| Figura 3.67: Equivalência do espaço $\tau - \varepsilon$ no espaço $s, s' - t$ | 146 |
| Figura 3.68: Envolvente de rotura no espaço $q-p'$ | 147 |
| Figura 3.69: Alguns dos diferentes tipos de comportamentos elastoplásticos | 148 |
| Figura 3.70: Modelos de comportamento virtuais utilizados na mecânica dos solos | 149 |
| Figura 3.71: Relação tensão-deformação típica de um solo | 149 |
| Figura 3.72: Efeito da fluência nos materiais | 150 |
| Figura 3.73: Efeito do relaxamento nos materiais | 150 |
| Figura 3.74: Diferença de comportamento devido ao grau de perturbação da amostra | 152 |
| Figura 3.75: Procedimentos de recompressão de amostras em laboratório | 153 |
| Figura 3.76: Capacidade de fazer variar b e δ em função do tipo equipamento de corte | 158 |
| Figura 3.77: Solicitações no terreno por efeito do carregamento à superfície | 160 |
| Figura 3.78: Montagem do ensaio triaxial | 161 |
| Figura 3.79: Comportamento não drenado de amostras NC | 162 |
| Figura 3.80: Diferentes trajectórias de carregamento triaxial | 163 |
| Figura 3.81: Estados de tensão 'in situ' e variações do estado de tensões | 164 |
| Figura 3.82: Comportamento de amostras de argilas reconstituídas | 165 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.83: Variação de c_u não drenada normalizada com a taxa de deformação | 168 |
| Figura 3.84: Compressão não drenada sobre amostra de argila NC | 170 |
| Figura 3.85: Compressão não drenada sobre amostra de argila OC | 170 |
| Figura 3.86: Comportamento não drenado de amostras NC da Argila Azul de Londres | 171 |
| Figura 3.87: Linha de compressão normal e curva de cedência ou de estado limite | 172 |
| Figura 3.88: Superfície de estado limite ou de fronteira | 173 |
| Figura 3.89: Superfície de estado limite o e superfície de Hvorslev | 174 |
| Figura 3.90: Curva de estado limite o e vector de incremento da deformação plástica | 174 |
| Figura 3.91: Ensaio triaxiais drenados e não drenados | 177 |
| Figura 3.92: Aplicação dos conceitos da teoria do estado crítico a ensaios não drenados | 178 |
| Figura 3.93: Efeito da velocidade de carregamento na forma da SEL | 179 |
| Figura 3.94: Caminho das tensões em ensaios triaxiais | 180 |
| Figura 3.95: Ensaio triaxiais sobre amostra da Argila de Saint-Alban | 181 |
| Figura 3.96: Curvas de estado limite para diversas profundidades num mesmo depósito | 182 |
| Figura 3.97: Curvas de estado limite de solos argilosos moles | 183 |
| Figura 3.98: Trajectórias das tensões efectivas em ensaios de compressão e extensão | 183 |
| Figura 3.99: Caminhos das tensões efectivas de amostras de areia | 184 |
| Figura 3.100: Ensaio CIDC | 185 |
| Figura 3.101: Aplicação dos diferentes critérios de rotura | 187 |
| Figura 3.102: Relações entre a resistência não drenada e o OCR | 192 |
| Figura 3.103: Relação entre c_u e a plasticidade dos solos | 193 |
| Figura 3.104: Relação entre a resistência ao corte e a tensão efectiva de confinamento | 194 |
| Figura 3.105: Relação entre o ângulo de resistência ao corte e índice de plasticidade | 195 |
| Figura 3.106: Relação entre o ângulo de resistência ao corte e a fracção argila | 196 |
| Figura 3.107: Relação entre K_{0nc} e o ângulo de resistência ao corte | 196 |
| Figura 3.108: Aspecto das curvas tensão-deformação experimentais e determinação dos módulos de deformabilidade. | 198 |
| Figura 3.109: Variação de E_u numa argila NC em ensaios triaxiais | 200 |
| Figura 3.110: Variação de E_u com OCR | 200 |
| Figura 3.111: Relação entre o módulo de deformabilidade $E_{máx}$ e c_u | 201 |
| Figura 3.112: Efeito da taxa de deformação na rigidez | 202 |
| Figura 3.113: Resultados de ensaios triaxiais não drenados | 203 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.114: Importância da instrumentação interna e local | 204 |
| Capítulo 4 | |
| Figura 4.1: Etapas da amostragem e preparação de amostras para ensaios laboratoriais | 210 |
| Figura 4.2: Tamanho da amostra e sua representatividade | 212 |
| Figura 4.3: Parâmetros que afectam a perturbação das amostras | 214 |
| Figura 4.4: Linhas de contorno das deformações durante a cravação do amostrador | 215 |
| Figura 4.5: História das deformações num elemento na linha central do tubo amostrador | 216 |
| Figura 4.6: Esquema de um amostrador Osterberg | 218 |
| Figura 4.7: Efeito do peso volúmico das lamas de sondagem e do nível freático | 219 |
| Figura 4.8: Comparação de resultados de ensaios edométricos CSR | 220 |
| Figura 4.9: Ensaios triaxiais CK_0UC realizados em amostras da Argila | 220 |
| Figura 4.10: Variações da tensão efectiva média e deformações volumétricas | 222 |
| Figura 4.11: Limitações na utilização da tensão efectiva inicial | 222 |
| Figura 4.12: Variação da tensão de pré-consolidação de amostras | 224 |
| Figura 4.13: Avaliação da qualidade das amostras para vários amostradores | 225 |
| Figura 4.14: Razão entre $G_{máx}$ obtido em ensaios de laboratório e G_{campo} obtido com prospecção geofísica | 226 |
| Capítulo 5 | |
| Figura 5.1: Ensaio de molinete | 235 |
| Figura 5.2: Ilustração da geometria típica de um piezocone | 237 |
| Figura 5.3: O cone sísmico desenvolvido da Universidade de British Columbia | 238 |
| Figura 5.4: Dilatómetro plano de Marchetti | 239 |
| Figura 5.5: Sistema de classificação de solos proposto por Douglas e Olsen | 244 |
| Figura 5.6 – Sistema de classificação proposto por Robertson et al (1986) | 245 |
| Figura 5.7: Sistema de classificação tridimensional de Robertson | 246 |
| Figura 5.8: Sistema de classificação de solos proposto por Jefferies e Davies | 247 |
| Figura 5.9: Estimativa do tipo de solo pelo DMT | 248 |
| Figura 5.10: Sistema de classificação de solos com base em Q_T e G_0/q_t | 249 |
| Figura 5.11: Estimativa do tipo de solo pelo DMT | 250 |
| Figura 5.12: Relação $c_{u[FVT]/\sigma'_{v0}}$ vs OCR em diferentes argilas | 252 |
| Figura 5.13: Relações entre c_u e OCR para os ensaios FVT e ensaios triaxiais. | 252 |
| Figura 5.14: Tendência observada na relação entre OCR e $c_{u[FVT]/\sigma'_{v0}}$ | 254 |
| Figura 5.15: Dependência de c_u relativamente a plasticidade | 255 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.16: Relação entre B_q e OCR para argilas brasileiras | 257 |
| Figura 5.17: Relações entre G_0 e q_c para solos arenosos | 258 |
| Figura 5.18: Correlação teórica entre K_D e OCR | 259 |
| Figura 5.19: Distribuição das tensões de corte segundo Chandler | 262 |
| Figura 5.20: Efeito da velocidade de corte na resistência não drenada | 264 |
| Figura 5.21 Razão de anisotropia versus índice de plasticidade | 265 |
| Figura 5.22: Factor de correcção empírico da relação entre as resistências não drenadas obtidas por retro-análises e pelo ensaio de molinete | 265 |
| Figura 5.23: Estimativa teórica de valores de N_{kt} para argilas | 268 |
| Figura 5.24: Relação entre factores empíricos do cone e o parâmetro da poropressão | 269 |
| Figura 5.25: Factor do cone $N_{\Delta u}$ vs B_q , | 270 |
| Figura 5.26 Influência da compressibilidade na densidade relativa de solos arenosos | 271 |
| Figura 5.27 Avaliação do ângulo de resistência ao corte a partir do DMT | 273 |
| Figura 5.28: Diferentes fontes sísmicas utilizadas no SCPT | 276 |
| Figura 5.29 Ensaio de dissipação no depósito da Argila de Bothkennar | 278 |
| Figura 5.30: Gráfico para a estimativa de c_h a partir de t_{50} | 280 |
| Figura 5.31: Distribuição da poro-pressão em redor da ponteira cónica em solos argilosos saturados | 281 |
| Figura 5.32: Ilustração do modelo de Burns e Mayne | 282 |
| Figura 5.33: Parcelas da dissipação de acordo como o modelo de Burns e Mayne | 283 |
| Figura 5.34: Comparação entre c_v laboratorial e c_h da dissipação CPTu | 285 |

Capítulo 6

| | |
|--|-----|
| Figura 6.1: Imagem de satélite (programa Google Earth ®) de parte da cidade de Aveiro, com a localização aproximada dos locais estudados | 290 |
| Figura 6.2: Enquadramento geológico da região de Aveiro | 291 |
| Figura 6.3: Alguns estágios da formação e evolução da laguna de Aveiro desde o Século X | 294 |
| Figura 6.4: Resultados de todos os ensaios de penetração dinâmica SPT da unidade geotécnica CAL | 297 |
| Figura 6.5: Perfil geológico-geotécnico e localização da amostragem no canal de Esgueira | 298 |
| Figura 6.6 – Solo de Esgueira: resistência não drenada obtida em ensaios FVT e triaxiais | 300 |

Capítulo 7

| | |
|---|-----|
| Figura 7.1: Amostragem indeformada no local SA2 (Agra-Esgueira) | 305 |
|---|-----|

| | |
|---|-----|
| Figura 7.2: Propriedades físicas determinadas experimentalmente | 308 |
| Figura 7.3: Curvas granulométricas correspondentes as amostras colhidas a diferentes profundidades nos locais de estudo | 311 |
| Figura 7.4: Curvas granulométricas do conjunto de solos estudados | 312 |
| Figura 7.5: Distribuição granulométrica às diferentes profundidades nos locais de estudo | 313 |
| Figura 7.6 – Difractogramas obtidos em amostras dos locais Esteiro de São Pedro, Agra-Esgueira e TIRTIFE | 316 |
| Figura 7.7: Relação entre os valores do limite liquidez obtidos com a Concha de Casagrande e com o cone-penetrómetro | 319 |
| Figura 7.8: Teores em água relativos ao estado natural, limites de plasticidade e limites de liquidez e índices de liquidez dos solos estudados | 320 |
| Figura 7.9: Representação da Actividade dos solos estudados em comparação com os resultados publicados por Wood (1990) | 322 |
| Figura 7.10: Imagens obtidas no microscópio electrónico de varrimento | 324 |
| Figura 7.11: Representação dos solos ensaiados no Triângulo de Feret | 326 |
| Figura 7.12: Representação dos solos ensaiados na carta de plasticidade de Casagrande | 327 |
| Figura 7.13: Parametrização da compressibilidade no Esteiro de S. Pedro a 2,30m | 330 |
| Figura 7.14: Parametrização da compressibilidade no Esteiro de S. Pedro a 6,30m | 331 |
| Figura 7.15: Parametrização da compressibilidade no Esteiro de S. Pedro a 12,30m | 332 |
| Figura 7.16: Parametrização da compressibilidade no TIRTIFE a 4,30m | 334 |
| Figura 7.17: Parametrização da compressibilidade no TIRTIFE a 6,60m | 335 |
| Figura 7.18: Parametrização da compressibilidade no TIRTIFE a 14,30m | 336 |
| Figura 7.19: Relação entre C_r/C_c e OCR observada nos solos estudados | 338 |
| Figura 7.20: Coeficientes de consolidação primária e secundário nos solos estudados no local Esteiro de S. Pedro | 339 |
| Figura 7.21 Coeficientes de consolidação primária e secundário nos solos estudados no local TIRTIFE | 340 |
| Figura 7.22: Coeficientes de permeabilidade no ensaio edométrico dos solos estudados em Aveiro | 342 |
| Figura 7.23: Relações C_{ae}/C_{ci} dos solos estudados em no local Esteiro de S. Pedro | 344 |
| Figura 7.24: Relações C_{ae}/C_{ci} dos solos estudados em no local TIRTIFE | 344 |
| Figura 7.25: Avaliação da qualidade das amostras dos solos estudados em no local Esteiro de S. Pedro | 345 |
| Figura 7.26 Avaliação da qualidade das amostras dos solos estudados em no local TIRTIFE | 346 |

| | |
|--|-----|
| Figura 7.27 Avaliação da qualidade das amostras dos solos estudados em Aveiro | 347 |
| Figura 7.28: Ensaio triaxiais realizados no Labgeo da FEUP | 348 |
| Figura 7.29: Curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais realizados com amostras recolhidas no local esteiro de S.Pedro | 350 |
| Figura 7.30: Curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais realizados com amostras recolhidas no local TIRTIFE | 351 |
| Figura 7.31: Caminhos das tensões em amostras de solos do local Esteiro de São Pedro | 353 |
| Figura 7.32: Caminhos das tensões em amostras de solos do local TIRTIFE | 354 |
| Figura 7.33: Caminhos das tensões de todas as amostras de solos do local Esteiro de S. Pedro | 357 |
| Figura 7.34: Caminhos das tensões de todas as amostras de solos do local TIRTIFE | 357 |
| Figura 7.35: Módulos de deformabilidade não drenados obtidos nos ensaios triaxiais realizados com as amostras do local Esteiro de S. Pedro | 358 |
| Figura 7.36: Módulos de deformabilidade não drenados obtidos nos ensaios triaxiais realizados com as amostras do local TIRTIFE | 359 |
| Capítulo 8 | |
| Figura 8.1: Equipamento utilizado nos ensaios CPTu e SCPT | 365 |
| Figura 8.2: Equipamento e condições experimentais dos ensaios SCPTu realizados em Aveiro | 366 |
| Figura 8.3: Pormenor do registo do sinal recebido durante a execução dos ensaios SCPTu realizados em Aveiro | 366 |
| Figura 8.4: Equipamento utilizado nos ensaios DMT | 367 |
| Figura 8.5: Perfis de resistência do CPTu e perfis interpretados | 369 |
| Figura 8.6 – Perfil de resistência obtido com os resultados do SCPTu | 370 |
| Figura 8.7: Perfis de resistência resultantes do ensaio DMT | 371 |
| Figura 8.8: Perfis de resistência resultantes do ensaio DMT e classificação granulométrica | 373 |
| Figura 8.9: Comparação entre os valores de γ obtidos em laboratório e pelo DMT | 374 |
| Figura 8.10: Sistemas de classificação CPTu para os solos de Agra-Esgueira | 375 |
| Figura 8.11: Sistemas de classificação CPTu para os solos do esteiro de S. Pedro | 376 |
| Figura 8.12: Sistemas de classificação CPTu para os solos do TIRTIFE: | 377 |
| Figura 8.13: Estimativa de OCR pelo CPTu, FVT e DMT nos locais estudados | 383 |
| Figura 8.14: Variação de B_q com OCR nos locais Esteiro de S.Pedro e TIRTIFE | 384 |
| Figura 8.15: Estimativa de K_0 pelo DMT no local TIRTIFE | 385 |
| Figura 8.16: Resultados como ensaio do molinete; Estimativa da resistência não drenada, da sensibilidade e do quociente c_u/σ'_{v0} nos locais estudados. | 387 |

| | |
|---|-----|
| Figura 8.17: Resistência não drenada obtida em ensaios FVT e triaxiais <i>versus</i> resistência de ponta corrigida q_n relativa aos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE. | 390 |
| Figura 8.18: Resistência não drenada obtida em ensaios FVT e triaxiais <i>versus</i> resistência de ponta corrigida q_c-u_2 relativa aos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE. | 390 |
| Figura 8.19: Parâmetro da poro-pressão B_q <i>versus</i> factor empírico do cone $N_{\Delta u}$ obtido a partir de ensaios FVT e triaxiais nos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE | 391 |
| Figura 8.20: Estimativa de c_u com base nos resultados dos ensaios DMT, FVT e triaxiais realizados no local TIRTIFE | 392 |
| Figura 8.21 Valores do ângulo de resistência ao corte estimados com base nos resultados dos ensaios CPTu e DMT realizados nos solos de Aveiro | 394 |
| Figura 8.22: Módulos edométricos estimados a partir dos resultados dos ensaios CPTu e DMT realizados nos solos de Aveiro | 396 |
| Figura 8.23: Módulo de distorção máximo estimado com base nos resultados dos ensaios SCPTu realizados nos solos de Aveiro | 397 |
| Figura 8.24: Estimativa da idade do depósito e natureza dos solos no local TIRTIFE segundo a proposta de Robertson et al (1995) | 397 |
| Figura 8.25: Dissipação das poro-pressões monitorizada no local TIRTIFE a 7,0m de profundidade. | 399 |
| Figura 8.26: Dissipação das poro-pressões monitorizada no local TIRTIFE a 14,0m de profundidade | 400 |
| Figura 8.27 Dissipação das poro-pressões monitorizada no local TIRTIFE a 24,6m de profundidade | 400 |
| Figura 8.28: Estimativa de c_h a partir de t_{50} utilizando o método proposto por Teh e Houlsby (1991) | 402 |
| Figura 8.29: Estimativa de k a partir de t_{50} , segundo Parez e Fauriel (1988). | 402 |

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 2

| | |
|---|----|
| Quadro 2.1: Efeitos dos processos pós-deposicionais | 20 |
|---|----|

Capítulo 3

| | |
|--|-----|
| Quadro 3.1: Relações entre as fases e definição dos índices físicos do solo | 46 |
| Quadro 3.2: Poderes reflectores de agregados não orientados | 54 |
| Quadro 3.3: Poderes reflectores de agregados orientados | 54 |
| Quadro 3.4: Capacidade de troca catiónica de vários minerais | 55 |
| Quadro 3.5: Documentos normativos ISO e estado de implementação | 56 |
| Quadro 3.6: Variantes do método de perda de massa por ignição | 59 |
| Quadro 3.7: Normas ISO para a determinação do TMO e estados de implementação | 60 |
| Quadro 3.8: Correlações entre $w_L\{CC\}$ e $w_L\{CP\}$ | 64 |
| Quadro 3.9: Expressões obtidas experimentalmente por vários investigadores para a determinação de w_L pelo método de um só ponto | 66 |
| Quadro 3.10: Valores de w_L/w a partir da equação [3.12] | 67 |
| Quadro 3.11: Classificação dos solos argilosos quanto a consistência | 75 |
| Quadro 3.12: Classificação simplificada de solos argilosos moles | 79 |
| Quadro 3.13: Significado dos símbolos utilizados na Classificação Unificada | 81 |
| Quadro 3.14: Classificação de solos orgânicos | 84 |
| Quadro 3.15: Classificação de solos carbonatados | 84 |
| Quadro 3.16: Correlações entre valores de C_c e C_s típicos de alguns solos argilosos e minerais argilosos | 94 |
| Quadro 3.17: Classificação dos solos argilosos quanto ao grau de consolidação | 96 |
| Quadro 3.18: Coeficientes de consolidação para diferentes tipos de solos | 113 |
| Quadro 3.19: Determinação de c_v e de c_h por diferentes tipos de ensaio | 122 |
| Quadro 3.20: Alguns valores da anisotropia de permeabilidade em solos moles. | 126 |
| Quadro 3.21: Valores de C_α/C_c para diferentes materiais geotécnicos | 131 |
| Quadro 3.22: Relação entre a resistência não drenada obtida em condições de deformação plana e triaxial (axissimétrica) | 159 |
| Quadro 3.23: Tipos de ensaios triaxiais | 164 |
| Quadro 3.24: Critérios de rotura aplicáveis aos ensaios triaxiais | 188 |
| Quadro 3.25: Valores de ϕ' e IP para alguns solos moles com matéria orgânica | 197 |
| Quadro 3.26: Determinação de E_u em ensaios triaxiais comuns | 199 |

Capítulo 4

| | |
|--|-----|
| Quadro 4.1: Classe de qualidade das amostras para a realização de ensaios de laboratório segundo o EC7 e a EN ISSO 22475-1 | 210 |
| Quadro 4.2: Características exigíveis aos tubos amostradores segundo a ISSMGE | 213 |
| Quadro 4.3: Especificações de diferentes amostradores | 217 |
| Quadro 4.4: Relação σ'_s/σ'_{v0} e σ'_s/σ'_{v0} segundo vários autores | 223 |
| Quadro 4.5: Quantificação do grau perturbação da amostra | 224 |

Capítulo 5

| | |
|--|-----|
| Quadro 5.1: Técnicas comerciais de ensaios de campo | 233 |
| Quadro 5.2: Correlações mais utilizadas na avaliação da história das tensões pelo CPTu | 256 |
| Quadro 5.3 – Interpretação do ensaio de molinete para diversas hipóteses | 263 |
| Quadro 5.4 – Gradientes da curva de dissipação (raiz quadrada do tempo) | 280 |
| Quadro 5.5 – Razão de permeabilidades em argilas | 284 |

Capítulo 6

| | |
|---|-----|
| Quadro 6.1: Unidades litoestratigráficas Meso-Cenozóicas definidas na Bacia de Aveiro | 292 |
| Quadro 6.2: Unidades geotécnicas e seu enquadramento geológico da região de Aveiro | 296 |
| Quadro 6.3: Compressibilidade e da consolidação dos solos de Esgueira | 299 |
| Quadro 6.4: Ensaios triaxiais de compressão e em extensão. Comportamento anisotrópico | 299 |
| Quadro 6.5: Ensaios triaxiais de compressão e em extensão. Comportamento anisotrópico | 302 |

Capítulo 7

| | |
|---|-----|
| Quadro 7.1: Amostragem nos diferentes locais | 305 |
| Quadro 7.2: Propriedades físicas determinadas em laboratório (γ , w, Gs) e determinadas por cálculo (γ_s , e e S) | 307 |
| Quadro 7.3: Percentagens granulométricas | 312 |
| Quadro 7.4: Coeficientes de uniformidade e de curvatura das curvas granulométricas | 314 |
| Quadro 7.5: Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com a Concha de Casagrade. | 317 |
| Quadro 7.6: Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com o Cone | 318 |

| | |
|---|-----|
| Quadro 7.7: Actividade dos solos estudados | 321 |
| Quadro 7.8: Teor de matéria orgânica | 323 |
| Quadro 7.9: Classificação Unificada dos solos | 328 |
| Quadro 7.10: Parametrização da compressibilidade dos solos estudados | 338 |
| Quadro 7.11: Parametrização da consolidação dos solos estudados | 341 |
| Quadro 7.12: Parametrização da compressão secundária dos solos estudados | 343 |
| Quadro 7.13: Resultados dos ensaios triaxiais realizados nos solos de Aveiro | 355 |
| Quadro 7.14: Deformabilidade em condições não drenadas medida nos solos de Aveiro | 360 |

Capítulo 8

| | |
|--|-----|
| Quadro 8.1 – Classificação dos solos segundo resultados dos ensaios CPTu, DMT e ensaios laboratoriais | 379 |
| Quadro 8.2 – Resultados com o ensaio de molinete nos locais em estudo | 386 |
| Quadro 8.3 – Factores empíricos N_{kt} , N_{ke} e $N_{\Delta u}$ com base nos resultados dos ensaios de molinete | 389 |
| Quadro 8.4 – Factores empíricos N_{kt} , N_{ke} e $N_{\Delta u}$ com base nos resultados dos ensaios triaxiais. | 389 |
| Quadro 8.5 – Ensaio de dissipação CPTu e derivação dos parâmetros da consolidação e da permeabilidade | 401 |

LISTA DE SÍMBOLOS

Maiúsculas latinas

| | |
|------------|---|
| A | Parâmetro A de Skempton (Parâmetro da poro-pressão) |
| A_t | Actividade de uma argila |
| A_r | Parâmetro A de Skempton na rotura (Parâmetro da poro-pressão) |
| B | Parâmetro B de Skempton (Parâmetro da poro-pressão) |
| B_q | Razão de poro-pressão normalizada (CPTu) |
| C_c | Índice de compressibilidade |
| C_c | Índice de compressibilidade |
| CL | Consolidação edométrica por carregamento contínuo |
| CG | Consolidação edométrica sob gradiente constante de poro-pressão |
| CPR | Consolidação edométrica à razão constante de poropressão |
| CPT | Ensaio com o cone penetrómetro estático (cone holandês) |
| CPTu | Ensaio com o cone penetrómetro estático, com medição de poro-pressões |
| C_R | Razão de compressão virgem |
| CRS | Consolidação edométrica à taxa de deformação constante |
| CRL | Consolidação edométrica à taxa de carregamento constante |
| C_s | Índice de expansibilidade |
| C_r | Índice de recompressibilidade |
| CTE | Caminho das tensões efectivas |
| CTT | Caminho das tensões totais |
| C_α | Coefficiente de consolidação secundária |
| DMT | Ensaio com o dilatómetro plano de Marchetti |
| E | Módulo de deformabilidade |
| E_D | Módulo de dilatométrico (DMT) |
| E_u | Módulo de deformabilidade não drenado |
| EOP | Final da consolidação primária |
| EC7 | Eurocódigo 7 |
| E_{oed} | Módulo de deformabilidade volumétrica (Módulo edométrico) |
| FVT | Ensaio de corte rotativo 'in situ' (Ensaio de molinete) |
| F_R | Razão atrítica normalizada (CPT) |
| G | Módulo de distorção |
| G_0 | Módulo de distorção máximo |
| G_s | Densidade das partículas sólidas |

| | |
|------------|--|
| I_D | Índice de material (DMT) |
| IL | Consolidação por carregamento incremental |
| I_L | índice de liquidez |
| I_p | Índice de plasticidade |
| I_r | Índice de rigidez do solo |
| K_0 | Coeficiente de impulso em repouso |
| LEC | Linha do estado crítico |
| LCN | Linha de compressão normal |
| LCV | Linha de compressão virgem |
| M | Módulo de deformabilidade volumétrica (Módulo edométrico) |
| MSEC | Mecânica dos solos dos estados críticos |
| NC | Normalmente consolidado |
| N_{SPT} | Número de pancadas do ensaio SPT |
| OC | Sobreconsolidado |
| OCR | Razão de sobreconsolidação |
| Q_T | Resistência de ponta normalizada |
| R_R | Razão de recompressão |
| S | Grau de saturação |
| SCPT | Ensaio de penetração estática com medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas (cone sísmico) |
| SEL | Superfície de estado limite |
| SEM | Microscopia electrónica de varrimento |
| SHANSEP | Stress History and Normalized Soil Engineering Properties |
| TC CAD | Ensaio triaxial em compressão, consolidado anisotropicamente e drenado |
| TC CID | Ensaio triaxial em compressão, consolidado isotropicamente e drenado |
| TC CK_0D | Ensaio triaxial em compressão, consolidado para K_0 e drenado |
| TC CAU | Ensaio triaxial em compressão, consolidado anisotropicamente e não drenado |
| TC CIU | Ensaio triaxial em compressão, consolidado isotropicamente e não drenado |
| TC CK_0U | Ensaio triaxial em compressão, consolidado para K_0 e não drenado |
| TE CAD | Ensaio triaxial em extensão, consolidado anisotropicamente e drenado |
| TE CID | Ensaio triaxial em extensão, consolidado isotropicamente e drenado |
| TE CK_0D | Ensaio triaxial em extensão, consolidado para K_0 e drenado |
| TE CAU | Ensaio triaxial em extensão, consolidado anisotropicamente e não drenado |

| | |
|----------------------|--|
| TE CIU | Ensaio triaxial em extensão, consolidado isotropicamente e não drenado |
| TE CK ₀ U | Ensaio triaxial em extensão, consolidado para K ₀ e não drenado |
| TE CID | Ensaio triaxial em extensão, consolidado isotropicamente e drenado |
| T _v | Factor tempo |
| \bar{U}_z | Grau de consolidação médio |
| V _P | Velocidade de propagação das ondas P |
| V _S | Velocidade de propagação das ondas S |

Minúsculas latinas

| | |
|------------------|--|
| a _v | Coeficiente de compressibilidade |
| c' | Intercepto coesivo |
| c _v | Coeficiente de consolidação vertical |
| c _h | Coeficiente de consolidação horizontal (radial) |
| c _u | Resistência não drenada |
| e | Índice vazios |
| k _v | Coeficiente de permeabilidade vertical |
| k _h | Coeficiente de permeabilidade horizontal |
| m _v | Coeficiente de compressibilidade volumétrica |
| p _a | Pressão atmosférica |
| p | Tensão normal média |
| q | Tensão deviatórica |
| q _E | Resistência efectiva à penetração do cone (CPT) |
| q _c | Resistência de ponta do ensaio CPT |
| q _t | Resistência de ponta corrigida do ensaio CPT |
| t ₅₀ | Tempo correspondente a 50% de consolidação primária |
| t ₉₀ | Tempo correspondente a 90% de consolidação primária |
| t ₁₀₀ | Tempo correspondente a 100% de consolidação primária |
| t _p | Tempo correspondente ao final da consolidação primária (t ₁₀₀) |
| u | Pressão da água nos poros |
| u _e | Excesso de pressão da água nos poros |
| w | Teor de água |
| w _L | Limite de liquidez |
| w _P | Limite de plasticidade |

Minúsculas gregas

| | |
|-----------------------|---|
| ε | extensão |
| ε_a | extensão axial |
| $\dot{\varepsilon}_a$ | Taxa de deformação axial |
| ϕ' | Ângulo de resistência ao corte, em termos de tensões efectivas |
| ϕ'_r | Ângulo de resistência ao corte residual, em termos de tensões efectivas |
| γ | Peso volúmico |
| σ | Tensão |
| σ'_c | Tensão efectiva de consolidação |
| σ'_p | Tensão efectiva de pré-consolidação |
| σ_{h0} | Tensão horizontal em repouso |
| σ_{v0} | Tensão vertical em repouso |
| ρ | Massa volúmica |
| v | Volume específico do solo |

Siglas e acrónimos de instituições

| | |
|--------|--|
| ASTM | American Society of Testing Materials |
| ISO | International Organization for Standardization |
| FEUP | Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto |
| ISSMGE | International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering |
| MIT | Massachusetts Institute of Technology |
| NGI | Norwegian Geotechnical Institute |
| UA | Universidade de Aveiro |

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

Em Portugal, as movimentações demográficas verificadas nas últimas décadas têm conduzido a uma importante fixação de populações nas regiões litorais do país continental. Esta fixação tem por sua vez proporcionado o desenvolvimento de importantes pólos de desenvolvimento nessas regiões com a consequente necessidade da construção de novas infra-estruturas de habitação, rodoviárias, ferroviárias, aeroportuárias e portuárias de grande impacto no tecido económico local e nacional, bem como ao nível paisagístico. Do ponto de vista do interesse geotécnico, o litoral português é dominado pela ocorrência de solos cuja génese está associada a episódios recentes à escala temporal geológica. A paisagem geomorfológica da cidade de Aveiro é emblematicamente marcada pela presença de uma zona lagunar – também designada por Ria de Aveiro – na adjacência da qual estão fundadas uma parte importante das obras de engenharia civil da cidade. Os solos de fundação mais superficiais aí formados são caracterizados pela sua baixa capacidade resistente e alta compressibilidade, razão pela qual são frequentemente colocados importantes desafios geotécnicos à engenharia de construção civil.

Trata-se de solos silto-argilosos a silto-arenosos com conteúdo mais ou menos elevado de matéria orgânica e de consistência mole, comumente designados por lodos. Estes geomateriais constituem depósitos de espessuras muito variáveis, pelo que, frequentemente, se impõe a adopção de soluções por fundações profundas e/ou a necessidade de recorrer a técnicas de melhoramento e reforço dos maciços. Dado o reconhecido comportamento problemático destes solos, a caracterização geotécnica deve obedecer a uma sistematização que acautele o seu mau desempenho durante as fases construtiva e de vida útil das obras de engenharia. A desejável conciliação entre a caracterização geotécnica por ensaios de campo e de laboratório é frequentemente prejudicada por problemas na amostragem, pois frequentemente estes lodos ocorrem em intercalação com misturas predominantemente arenosas em depósitos cuja génese está associada ao Período Quaternário.

No dimensionamento geotécnico, a previsão do comportamento dos solos moles requer especial atenção, pelo que a caracterização do comportamento tensão-deformação é um aspecto crítico. No âmbito do presente trabalho o termo ‘reologia’ está relacionado com a observação experimental do comportamento tensão-deformação e a parametrização daí derivada, bem como a compreensão de tal comportamento à luz das propriedades de identificação (índices físicos, composição granulométrica, mineralogia, plasticidade e matéria orgânica) e da história geológica associada aos depósitos estudados.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho divide-se numa primeira parte dedicada ao estado conhecimento relativo à caracterização geotécnica dos solos moles e, numa segunda parte dedicada à parametrização geotécnica a partir dos ensaios realizados. As duas partes compreendem um total de nove capítulos, dos quais os cinco primeiros pertencem à primeira parte e os restantes quatro à segunda parte.

No capítulo 1 é feito o enquadramento do tema escolhido com referências aos aspectos principais que justificam a pertinência do estudo realizado e, na presente secção, é descrita a estrutura e o modo de organização do trabalho.

No capítulo 2 é abordada a questão da origem e da formação dos depósitos de solos moles, com ênfase para os seus ambientes deposicionais, os processos que os afectam na fase pós-deposicional e as suas implicações no comportamento geotécnico.

O capítulo 3 discute os ensaios de laboratório na sua perspectiva mais tradicional e relativamente aos desenvolvimentos mais recentes. São abordados os ensaios para determinação das propriedades índice para a classificação para fins de engenharia, para o estudo da compressibilidade e consolidação, finalmente, para o estudo do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte.

O capítulo 4 trata da amostragem indeformada de solos moles; equipamentos mais adequados e os métodos de avaliação da qualidade das amostras.

No capítulo 5 é abordada a aplicabilidade dos ensaios de campo na caracterização dos solos moles, enfatizando os ensaios realizados no presente trabalho, e o seu potencial na parametrização das várias propriedades importantes ao dimensionamento.

No capítulo 6 é feito o enquadramento do campo experimental em termos da localização geográfica dos locais estudados, da geologia regional e local, e dos estudos de investigação geotécnica anteriormente realizados.

O capítulo 7 é dedicado à interpretação e à análise dos resultados obtidos em laboratório. São discutidos os resultados obtidos à luz do conhecimento adquirido sobre o tipo de solos, bem como o estado do maciço e a variação espacial dos parâmetros derivados.

O capítulo 8 é dedicado à interpretação e à análise dos resultados obtidos em laboratório. São discutidos os resultados obtidos à luz do conhecimento adquirido sobre o tipo de solos estudados, bem como o estado do maciço e função variabilidade espacial dos parâmetros derivados e a sua comparação com os resultados de laboratório.

No capítulo 9 tiram-se as conclusões gerais sobre o trabalho desenvolvido, tecendo-se comentários aos resultados e propondo-se linhas de orientação para a investigação futura.

CAPÍTULO 2

ORIGEM E NATUREZA DOS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES

2.1 A FORMAÇÃO DOS SOLOS

Os solos resultam da alteração física e química das rochas. A alteração física ou mecânica, cuja acção é predominante em climas secos (quentes e frios), conduz à desintegração das rochas sem implicar a mudança composicional da rocha-mãe. Destacam-se, como agentes principais do processo, as variações de temperatura, o alívio de tensões, o crescimento de cristais intra-poros, a erosão, os ciclos gelo-degelo, a hidratação dos minerais e os processos físico-biológicos. Da alteração química, cuja acção é mais importante e profunda em climas quentes e húmidos, resulta a decomposição da rocha-mãe. Sendo a água de infiltração e o seu quimismo o agente principal, destacam-se como processos principais da alteração química a oxidação, a redução, a hidratação e hidrólise, a actividade dos ácidos, a dissolução e ainda os processos químico-biológicos. Frequentemente dá-se a actuação conjunta da alteração física e da alteração química. O clima, a alterabilidade da rocha e o relevo condicionam a velocidade da alteração também chamada meteorização. Na Figura 2.1 ilustra-se, de forma esquemática e resumida, o conjunto de processos envolvidos na formação dos solos.

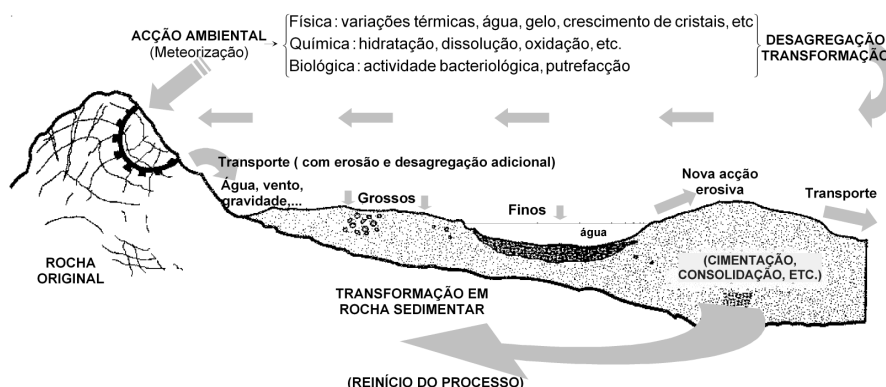


Figura 2.1 – Processo de formação dos solos (adaptado de Vallejo et al., 2004)

São denominados por solos residuais aqueles que permanecem no local de meteorização e nos quais a evolução do perfil de alteração, por acção dos processos pedogénicos, é marcada por uma mais ou menos perceptível preservação de características da rocha-mãe. Noutro plano encontram-se os solos transportados ou redepositados formados pelo material resultante da alteração transportado e depositado noutro local. Os solos transportados classificam-se em coluviais (ou eluviais), aluviais ou eólicos, conforme os agentes transportadores sejam, respectivamente, a gravidade auxiliada pelas enxurradas,

as correntes da água (os rios, por exemplo) ou o vento. Os solos orgânicos representam um caso particular dos solos transportados cuja evolução está associada à impregnação de matéria orgânica nos sedimentos finos.

As composições granulométrica e mineralógica dos depósitos são controladas pela natureza da rocha mãe e pelos processos envolvidos na sua desagregação. As partículas resultantes são constituídas por minerais inalterados, por minerais parcialmente alterados por minerais de neoformação, com destaque para os minerais argilosos, existindo, entre estes últimos, um particular interesse geotécnico nos minerais de argila. Estes últimos, presentes nos sedimentos mais finos são, fundamentalmente silicatos hidratados de alumínio, em geral contendo diferentes iões metálicos, e formam estruturas mais ou menos complexas devido ao estado da sua agregação. Consistem predominantemente em partículas ultra microscópicas de forma lamelar, e resultam da decomposição de rochas quimicamente alteradas. A elevada superfície específica que resulta da forma, em regra, lamelar das suas partículas e dimensões diminutas dessas partículas explica a grande importância que nelas assumem as forças de superfície relativamente às gravíticas, e determina um comportamento altamente sensível à presença de água (Coelho, 2000).

O tema do presente trabalho incide sobre depósitos aluvionares em que os sedimentos apresentam conteúdos de matéria orgânica variáveis, geograficamente associados à zona estuarina do rio Vouga, pelo que, a seguir, serão abordados os processos de transporte de sedimentos por acção das correntes fluviais.

A Figura 2.2 ilustra a relação entre a velocidade da corrente, a dimensão das partículas e os processos de erosão, transporte e sedimentação. A mesma figura apresenta também a velocidade de sedimentação das partículas em águas calmas em função do respectivo diâmetro. Como se observa, as partículas mais finas, concretamente as de dimensões iguais ou inferiores às da areia fina e que são predominantes nos depósitos de solos moles, são transportadas em suspensão (Coelho, 2000). Se, por um lado, as partículas de maiores dimensões são transportadas por tracção, como carga de fundo, por outro lado, os sedimentos finos são transportados em suspensão e a sua movimentação é fundamentalmente controlada pela velocidade de assentamento das partículas e pelas leis da hidrodinâmica. A velocidade de assentamento das partículas finas em escoamentos laminares é proporcional ao quadrado do seu diâmetro, enquanto no caso de partículas de maiores dimensões sob escoamentos turbulentos, aquela velocidade é proporcional à raiz quadrada do seu diâmetro (Christoulas et al., 1987). Estas leis, estabelecidas para partículas esféricas, afastam-se frequentemente da realidade,

nomeadamente no caso das partículas mais finas, de forma lamelar. As partículas são mantidas em suspensão enquanto a capacidade transportadora da água, função da turbulência da corrente, superar a velocidade de assentamento. O decréscimo progressivo da velocidade da corrente e da turbulência conduz à redução da capacidade transportadora das águas, promovendo a deposição das partículas, desde as mais grossas, como tal, sujeitas a maior velocidade de assentamento (Lei de Stokes), até as mais finas. Deste processo resulta uma graduação hidráulica dos sedimentos depositados, a qual é função do tamanho, da forma e do peso volúmico desses sedimentos (Coelho, 2000). Procurando ilustrar a influência do ambiente de sedimentação sobre a textura e estrutura do sedimento depositado, a Figura 2.3 relaciona as características granulométricas de um depósito com ambiente de sedimentação associado à sua formação.

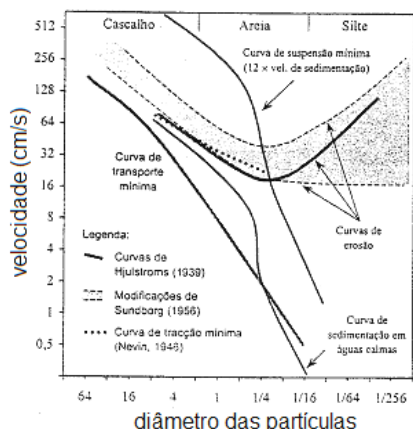


Figura 2.2 – Relação entre a velocidade da corrente, a dimensão das partículas e os processos de erosão, transporte e sedimentação, segundo Friedman, 1978 (in Coelho, 2000)

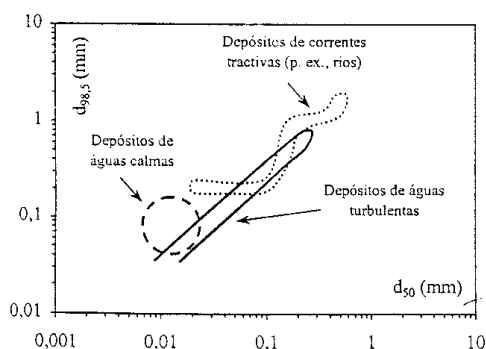


Figura 2.3 – Influência do ambiente de sedimentação na granulométrica dos depósitos, segundo Laporte, 1975 (in Coelho, 2000)

A salinidade das águas e a presença de matéria orgânica também controlam o processo de sedimentação. A deposição de sedimentos em ambientes em que intervenham as correntes fluviais e as águas salinas (pela acção do mar), com a presença de matéria orgânica, originam depósitos de solos com granulometria predominantemente fina, com maior ou menor conteúdo de matéria orgânica e, não raras vezes, com restos de organismos de origem marinha.

Segundo Araújo (2003), no caso das águas salinas, e considerando a dinâmica e a hidrologia estuarinas, as duas forças principais em acção são a força da corrente fluvial e a força das marés. A importância da corrente fluvial depende, como é evidente, do seu caudal e da velocidade com que as águas vêm animadas. Em período de cheia, por exemplo, as plumas túrbidas produzidas pelos rios podem seguir-se até distâncias importantes para o interior do oceano. A corrente fluvial é contrariada pela força da maré enchente. Pelo contrário, ela sofrerá um reforço assinalável pela corrente da vazante. Ao chegar ao estuário a força da corrente fluvial é amortecida, por diminuição do declive e pela resistência oferecida pela água do mar e acaba por se anular. A maré enchente penetra ao longo do canal fluvial até distâncias variáveis consoante o caudal do rio e a amplitude das marés. Durante as marés-altas e baixas não existem correntes, e a água permanece praticamente parada. É nos momentos em que a maré está no seu ponto médio que se atingem as velocidades mais elevadas. Este facto tem obviamente importantes consequências em termos da sedimentação, já que a ausência de corrente durante a maré-alta vai produzir a deposição de sedimentos transportados em suspensão ou resultantes da floculação das argilas com origem fluvial em contacto com as águas marinhas ricas em iões. Os materiais mais grosseiros que são transportados pelos rios por rolamento ficam na parte interior do estuário porque a perda de velocidade devida à diminuição do declive diminui a competência do rio. As areias podem ser transportadas mais para jusante, mas o avanço da cunha salina dificulta a sua progressão.

Quanto à acção da matéria orgânica, que está muitas vezes associada aos depósitos de solos moles na forma de ácidos húmicos, admite-se, na maioria das vezes, que ela possa ser adsorvida pelas partículas de argila, ou ser englobada em agregados de partículas (Aguilar, 1992). O mesmo autor, citando vários autores (Greenland, 1971; Meade, 1972 e Frey e Basan, 1978), refere que a adsorção de matéria orgânica poderá ter dois efeitos com reflexos importantes na estrutura dos depósitos assim formados: por um lado, ela pode revestir as partículas argilosas “protegendo-as” da floculação, originando depósitos com partículas num estado disperso; por outro lado, pode actuar como elemento de cimentação entre partículas, originando depósitos com estruturas do tipo floculado.

A continuação do processo de sedimentação conduz à compactação dos sedimentos depositados nas camadas inferiores, reduzindo o seu volume, e a precipitação de minerais novos em torno das partículas depositadas origina a cimentação desses estratos. Ao conjunto de processos físicos e químicos que transformam os sedimentos em rochas sedimentares consolidadas dá-se o nome de diagénese.

2.2 AMBIENTES DEPOSICIONAIS DOS SOLOS MOLES

A forma e o tamanho que as partículas apresentam nos depósitos sedimentares estão intrinsecamente relacionados com o meio de transporte, com os respectivos ambientes de sedimentação e a localização geográfica destes. Assim, conhecidos os factores geomorfológicos e climáticos, torna-se possível prever a disposição e a geometria dos depósitos, as suas propriedades físicas e outros aspectos de interesse geotécnico. No caso dos depósitos de solos moles, os principais ambientes deposicionais, de acordo com Christoulas et al. (1987), são os seguintes:

1. Continental

- Terrestre (glaciar, eólico, aluvionar e fluvial);
- Palustre (pântano);
- Lacustre (lagos)

2. Marinho

- Plataforma continental (profundidade do mar inferior a 200 m);
- Talude continental;
- Oceano profundo (profundidade do mar superior a 4000 m)

3. Misto (continental e marinho)

- Lagunas, praias marítimas, planícies de maré, deltas e estuários de rios.

Nos ambientes de sedimentação terrestres, os depósitos aluvionares resultam da deposição de sedimentos pelos rios, quando alcançam as zonas baixas aplanadas ou quando as correntes perdem grande parte da sua energia transportadora, formando assim os cones aluviais. Nas planícies de inundação (regiões alagáveis pelas cheias dos rios), estes depósitos chegam a ocupar extensas áreas e a exhibir grandes espessuras - planícies aluviais. Nas partes mais baixas da planície, pobremente drenadas, ocorre a decantação dos sedimentos mais finos (argilas e siltes), podendo haver estratificações e intercalações com areias finas. As camadas de argila depositadas estão sujeitas à dessecação, podendo, portanto apresentar-se sobreconsolidadas (Massad, 2003). Este tipo de formação pode conferir aos solos uma heterogeneidade vertical (e horizontal)

bastante acentuada. Apesar de os depósitos aluviais serem também constituídos por material de granulometria grosseira, no caso das planícies aluviais a composição granulométrica é dominada pelas fracções mais finas, apresentando entre 30% e 60% de argila.

Quando o ambiente é glacial, a presença das fracções mais finas (argilas) está associada apenas aos designados depósitos glacio-lacustres. As denominadas argilas laminadas ou bandadas (*varved clays*, na literatura inglesa) são típicas deste tipo de ambiente. São formações constituídas pela alternância de camadas granulometricamente diferentes resultantes da deposição sazonal. Normalmente existe uma camada inferior silto-arenosa de tons relativamente claros depositada pela rápida fusão do gelo glacial nos meses mais quentes, que vai gradualmente passando para uma camada superior argilosa de menor espessura, por vezes orgânica, de tons escuros, lentamente depositada a partir dos sedimentos em suspensão nas águas calmas que vão sendo cobertas pela capa de gelo durante os meses mais frios. Formam-se assim séries sedimentares que reflectem o ciclo anual de gelo e degelo, pelo que a contagem e a correlação entre aquelas finas camadas tem sido utilizada em estudos geocronológicos, nomeadamente do Quaternário.

Os depósitos de solos moles associados aos ambientes palustres caracterizam-se pela natureza argilosa e siltosa dos seus sedimentos, com altos conteúdos de matéria orgânica, depositados em zonas de sapal intimamente relacionadas com as planícies de maré e com os deltas fluviais. Frequentemente a acção das bactérias e fungos é truncada pela ausência de oxigénio e pela presença de ácidos, o que preserva os detritos vegetais e orgânicos, dando origem a depósitos orgânicos. Estes depósitos colocam grandes dificuldades à engenharia geotécnica devido à sua baixa resistência e à alta compressibilidade bem como à presença de gás metano produzido pelas plantas subaquáticas em decomposição.

Nos ambientes lacustres, as argilas e siltes contêm geralmente uma grande proporção de minerais de argilosos, carbonatos, sulfatos e matéria orgânica. Os sedimentos que se depositam nas águas calmas e profundas dos lagos exibem, de forma particular, pequenas laminações que muitas vezes reflectem variações anuais ou sazonais no processo de sedimentação. A presença frequente de diatomáceas confere propriedades geotécnicas peculiares a estes depósitos, como sejam uma baixa densidade relativa das partículas, alta plasticidade e elevados ângulos de resistência ao corte.

Nos ambientes marinhos a formação de solos moles está estreitamente relacionada com a sedimentação nos deltas existentes em combinação com as extensas planícies litorais. As argilas marinhas apresentam tons esverdeados (presença de ilites e esmectites) sendo a maior parte depositada em ambientes que variam desde os de água doce até aos de água salgada, passando por ambientes de transição. Os sedimentos argilosos marinhos das áreas glaciares estão associados aos movimentos da crosta terrestre e às variações do nível do mar ocorridas no Quaternário. Nestas regiões, a subida do nível do mar em resultado da fusão dos glaciares continentais teve um efeito profundo, causando o recuo das linhas de costa (transgressão marinha) e a consequente acumulação de grandes espessuras de sedimentos marinhos até distâncias consideráveis para o interior continental, nos vales fluviais então preenchidos (“afogados”, nalguma bibliografia).

Segundo Araújo (2003), entre os ambientes deposicionais de transição (mistos), os deltaicos têm grande importância pela sua larga distribuição, quer entre os depósitos do presente, quer do passado. Sendo a área coberta pelas águas muito maior que a área emersa, é provável que a área total dos deltas actuais atinja cerca de 5 milhões de km². Apesar de os grandes deltas serem estruturas sedimentares bastante complexas, os sedimentos depositados nestes ambientes caracterizam-se pela associação de três tipos de camadas que se formam em diferentes profundidades (Figura 2.4).

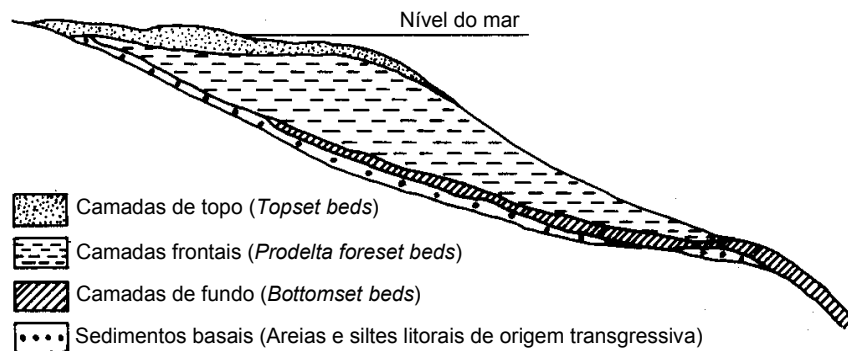


Figura 2.4 – Principais zonas de sedimentação num delta (Christoulas, 1987).

As camadas superiores, designadas como camadas de topo (*Topset beds*), são horizontais e possuem características litológicas semelhantes às dos depósitos fluviais. Trata-se de ambientes heterogéneos, pelo facto de poderem ser formados em ambiente subaéreo e subaquático, apresentando características diferentes. Nas camadas subaéreas ocorrem com frequência muitos restos orgânicos, sobretudo de origem vegetal, dispondo-se as camadas de maneira lenticular. No meio subaquático não ocorrem restos

vegetais e os sedimentos granulometricamente mais finos, como o silte e a argila, são mais abundantes. As camadas frontais (*Prodelta foreset beds*) ocorrem em zonas mais profundas e dispõem-se de maneira oblíqua, inclinadas no mesmo sentido da corrente responsável pela deposição. Os sedimentos desta região do delta possuem características de sedimentos marinhos. A camada mais profunda e mais distante da desembocadura do rio é denominada 'camada de fundo' (*Bottom set bed*) e tem características exclusivamente marinhas, no caso de o delta ser marinho.

Com o desenvolvimento do delta, que pode atingir espessuras consideráveis caso haja um movimento transgressivo do mar, estas três diferentes camadas entrosam-se de modo complexo, confundindo-se também entre elas as camadas tipicamente fluviais, formadas pelo eventual avanço dos sedimentos fluviais. Com o crescimento irregular dos deltas e com a formação de barras, formam-se frequentemente lagos, do que resulta a formação de depósitos lacustres também entrosados junto às demais camadas do delta.

Localizados na desembocadura de vales fluviais 'afogados', e sendo troços dos rios em contacto com o mar, os estuários sofrem a influência das marés e contêm tipicamente água salobra. Os sedimentos em trânsito e em deposição num estuário podem ser provenientes do continente (fornecidos pelo rio) ou do mar. Segundo Suguio (1973), enquanto grande parte dos sedimentos fluviais é exportada para o mar, alguns sedimentos do mar aberto são introduzidos no estuário; assim, os estuários deverão ficar completamente assoreados daqui a algumas centenas ou milhares de anos. A maioria dos materiais de fundo é constituída por sedimentos finos não consolidados com areias misturadas em proporções variáveis.

Nos estudos actuais sobre a sedimentação em regiões estuarinas, as actividades antrópicas representam um factor adicional a ter em conta. Devido à sua localização geográfica, os estuários normalmente são áreas ideais para a implantação de agregados populacionais e desenvolvimento de cidades e, portanto, abrigam uma grande concentração populacional. O homem afecta o padrão natural de sedimentação, acelerando a deposição sedimentar, quando desmata a floresta e prepara a terra para a agricultura e urbanização ou diminuindo esta deposição, quando constrói barragens nos rios. Como consequência destas actividades, os estuários irão ser preenchidos mais rapidamente ou apresentar processos erosivos em função do *deficit* de sedimentos.

As lagunas são corpos de água rasa, salobra ou salgada, separados do mar aberto por bancos arenosos ou ilhas-barreira, mantendo a comunicação com o mar através de barras (canais de comunicação). São caracterizadas pela natureza lodosa dos seus sedimentos, intensamente bioturbados, que se depositam no fundo sob águas calmas. Nas formações lodosas é frequente encontrar-se intercalações arenosas, resultantes de tempestades, assim como da contribuição de areia eólica de dunas costeiras.

Nas margens de estuários, lagunas, baías ou atrás de ilhas-barreira, desenvolvem-se os ambientes de planície de maré, cuja superfície mergulha suavemente, do nível de maré-alta para o nível de maré baixa. Devido às constantes oscilações associadas às entradas e saídas da água, desenvolve-se frequentemente uma rede complicada de canais que domina a paisagem destas planícies. Os sedimentos predominantes são a argila, silte e areia fina, podendo ocorrer argila em bolas (*ball clay*) e conchas.

O conhecimento e a compreensão da história geológica são determinantes na interpretação das heterogeneidades e complexidades muitas vezes apresentadas pelos depósitos de solos moles, que se fazem reflectir nalgumas características geotécnicas peculiares destes solos. Este princípio é sobremaneira aplicável àqueles depósitos cujo processo de formação está associado aos ambientes deposicionais de transição.

Massad (2003), citando Suguio e Martin (1978), fundamenta o estado natural de sobreconsolidação dos solos moles da região de litoral de São Paulo (Brasil) com base na interpretação da génese das planícies sedimentares paulistas. Ocorreram dois ciclos de sedimentação durante o Quaternário, um deles no Pleistocénico e o outro no Holocénico, entremeados por um processo erosivo muito intenso ocorrido durante a última glaciação do globo terrestre, cujo máximo ocorreu há cerca de 15000 anos atrás. Esses dois ciclos estão directamente relacionados a dois episódios transgressivos designados por (1) Transgressão Cananéia, que ocorreu há 120000 (Pleistocénico), de nível marinho mais elevado (8 ± 2 m), e por (2) Transgressão de Santos, iniciada há 7000 anos (Holocénico), de nível marinho mais baixo (4 ± 2 m), que deram origem aos diferentes sedimentos (Fig. 2.5).

O primeiro tipo de sedimentos, conhecido como Formação Cananéia, depositado há cerca de 100000 (a 120000) anos, é argiloso (Argilas Transicionais – AT) ou arenoso na sua base, e arenoso no seu topo (Areias Transgressivas). Durante a fase regressiva que

se sucedeu (2º e 3º estágios da Figura 2.5), o nível do mar baixou cerca de 130 m, há cerca de 15000 anos atrás, em virtude da última glaciação. Como consequência, houve um intenso processo erosivo, que removeu grandes partes destes sedimentos, por vezes até ao embasamento rochoso.

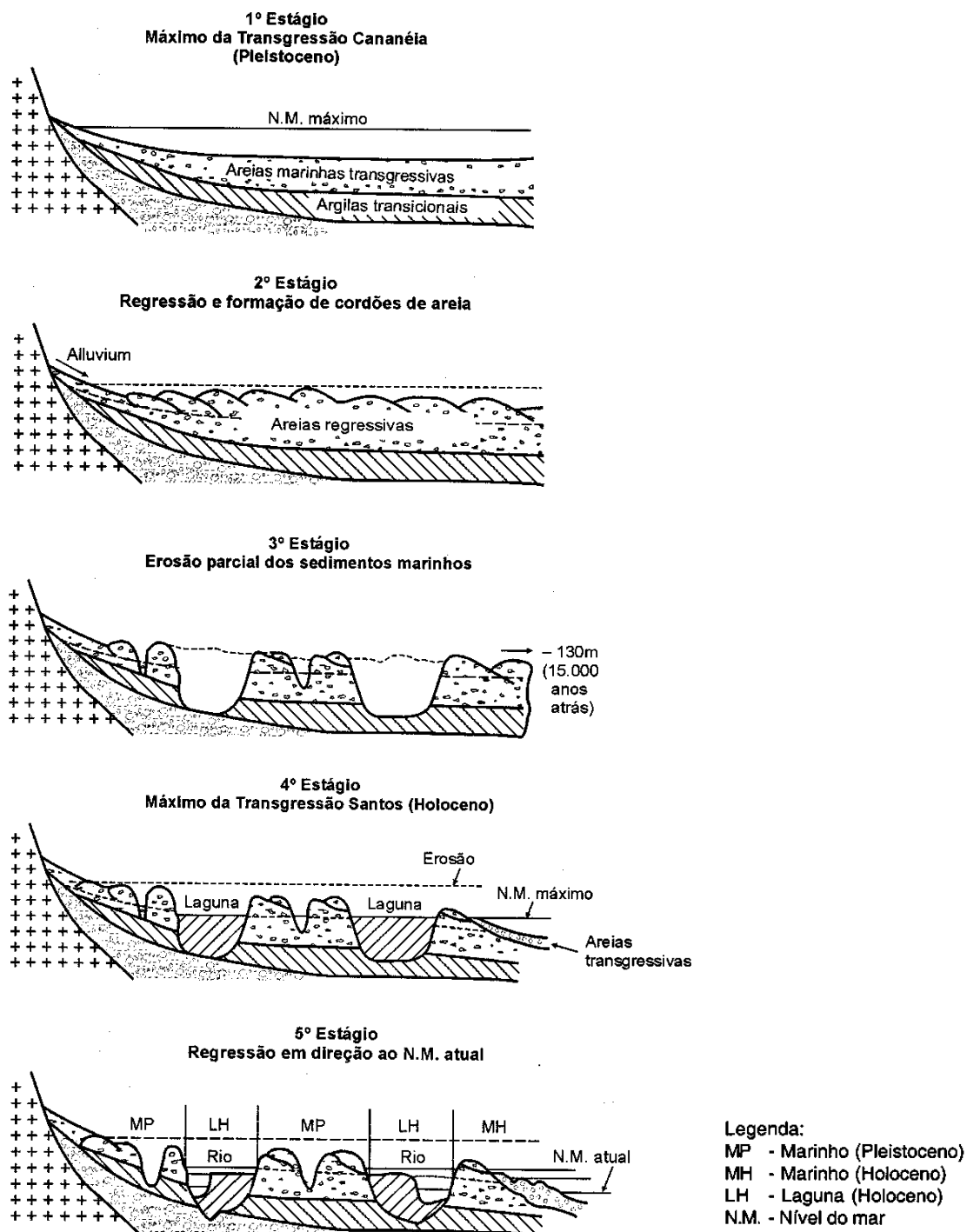


Figura 2.5 – Génese das planícies sedimentares paulistas, segundo Suguio e Martin, 1978 (in Massad, 2003)

O segundo tipo de sedimentos é de formação mais recente, há cerca de 7000-5000 anos. Com o término da glaciação, no limiar do Holoceno, teve início a Transgressão de Santos, com o mar afogando os vales escavados pela rede hidrográfica de então. Com ela, formaram-se sedimentos holocénicos, preenchendo lagunas e baías e, daí, a designação de Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL). Trata-se de sedimentos marinhos, às vezes formados pelo retrabalhamento dos sedimentos da Formação Cananéia, areias e argilas, às vezes por sedimentação em águas paradas ou calmas (4º e 5º estágios da Figura 2.5). Finalmente, esses sedimentos foram submetidos a oscilações “rápidas” e negativas do nível do mar.

A secção geológica da Figura 2.6 mostra os dois tipos de sedimentos. Nota-se também a presença de aluviões recentes, constituídos por lodo e matéria orgânica, depositados ao longo das lagunas e canais de drenagem.

Essa história geológica permite compreender o facto de as Argilas Transicionais, resquícios do primeiro ciclo de sedimentação, serem fortemente sobreconsolidadas. A razão de tal comportamento é o grande abaixamento do nível do mar, que atingiu 130m há cerca de 15000 anos. A Figura 2.7 confirma este facto mediante a boa correlação entre a tensão total e a tensão de pré-consolidação, abaixo dos 18 m, onde ocorrem as Argilas Transicionais. Observe-se ainda que os valores de N_{SPT} a elas associados variam entre 5 e 10 e que, os valores da tensão de pré-consolidação são da ordem de 300 a 600 kPa, o que equivale à pressão de um aterro de 15 a 30 m de altura.

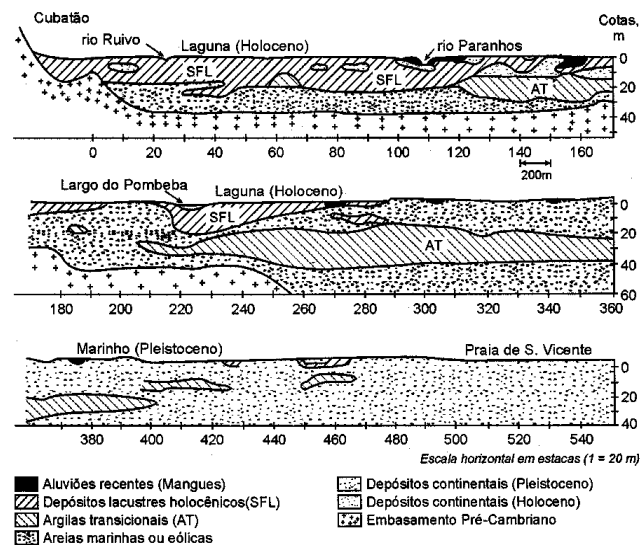


Figura 2.6 – Secção geológica esquemática obtida na Via dos Imigrantes em Santos (*in* Massad, 2003)

A Figura 2.7 mostra também que, para a camada superior de argila de consistência mole ($N_{SPT} \approx 0$ a 1), as tensões de pré-consolidação são ligeiramente superiores às tensões efectivas. Trata-se de sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL), que estiveram sempre submersos, em condições de pequenas oscilações negativas do nível do mar, da ordem dos 2m, o que equivale a dizer que se está em presença de solos ligeiramente sobreconsolidados.

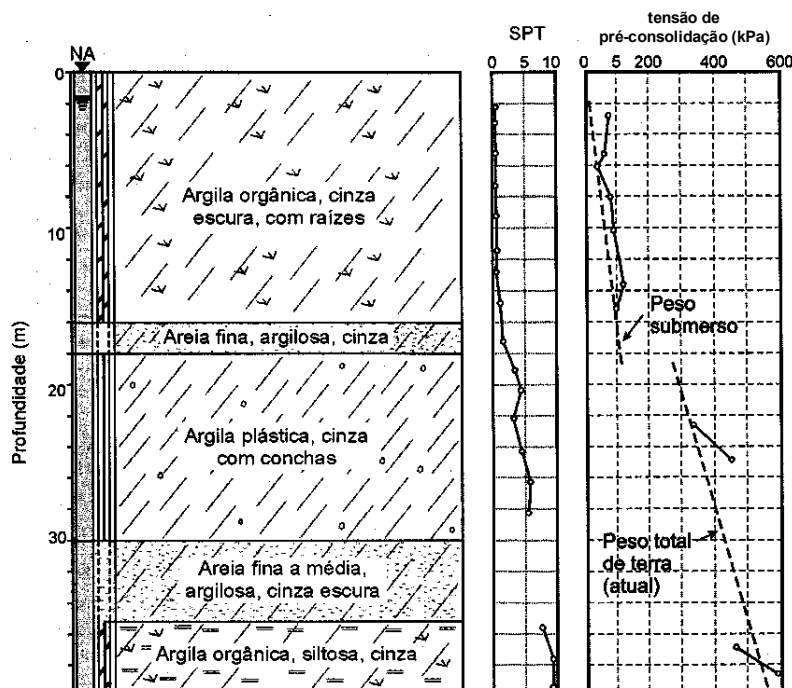


Figura 2.7 – Sobreconsolidação das argilas da Baixada Santista (Massad, 2003)

2.3 PROCESSOS PÓS-DEPOSICIONAIS

Após a sedimentação têm lugar diferentes processos de que resultam alterações significativas do ponto de vista físico, químico e mineralógico dos depósitos recém-formados. Estes processos designam-se pós-deposicionais e, no caso dos solos moles, destacam-se a dessecação, a formação de juntas, a meteorização química, a lixiviação e a cimentação.

A dessecação evidencia-se pelo surgimento de uma crosta superficial devida à secagem do solo pela exposição ao ar e/ou rebaixamento do nível freático. No aspecto físico, essa acção de arejamento manifesta-se por uma desidratação dos sedimentos, com diminuição de volume, aumento de consistência e formação de uma 'estrutura' (estruturação dos solos; solos estruturados).

A espessura de solo afectada constitui a denominada crusta de dessecação que, devido às tensões capilares que nela se desenvolvem, apresenta tensões de sucção consideráveis e, conseqüentemente, um acréscimo das tensões efectivas que se reflecte no estado de sobreconsolidação normalmente exibido. Como tal, esta zona apresenta uma resistência superior à do depósito. A espessura da crusta de dessecação varia bastante e é, em grande medida, dependente do clima e das condições de drenagem locais. Segundo Christoulas (1987), normalmente, esta espessura varia entre 1 e 3 metros, apesar de nalgumas regiões atingir mais de 8 metros. Coelho (2000), enfatizando a dependência relativamente às condições climáticas, refere a ocorrência frequente de camadas dessecadas com espessuras médias de 1 a 5 metros e que, no caso de climas áridos, podem ser atingidos 6 metros de espessura.

Dois tipos de mecanismos fundamentais estão na origem da formação de juntas nos solos moles. Elas deverão estar associadas à diminuição de volume ou à retracção devida à dessecação, originando assim fendas de padrão ortogonal. Podem ainda resultar de um mecanismo que consiste na retracção de um gel por exsudação da componente líquida (Christoulas, 1987) denominado por fendas de senerese.

A alteração química, cujo efeito se repercute na plasticidade, na compressibilidade e na resistência dos solos moles, pode resultar da percolação das águas das chuvas que, contendo oxigénio dissolvido, conduz à formação de ácidos húmicos a partir da decomposição da matéria orgânica e à alteração dos minerais de argila.

A lixiviação, tal como a alteração química, ocorre fundamentalmente abaixo da crusta dessecada, consistindo na remoção de sais e outros materiais em solução, produzindo importantes alterações nas forças interpartículas e na espessura da camada de água adsorvida nas partículas. A sua ocorrência resulta, globalmente, num aumento da deformabilidade e diminuição da resistência. Os seus efeitos são mais notórios em argilas pré ou pós-glaciais do que em argilas de depósitos mais recentes, onde o ambiente sofreu apenas pequenas alterações desde a sua formação, sendo ainda um dos mecanismos mais importantes na formação das argilas altamente sensíveis, conhecidas pela designação de «quick clays», na literatura inglesa (Coelho, 2000).

A cimentação dos solos é, passe-se a redundância, promovida pela presença agentes cimentantes. São exemplos desses agentes os carbonatos, os óxidos de ferro e a matéria

orgânica. Christoulas (1987), citando Mitchell (1956) salienta que, na prática, apesar do seu significativo contributo para a sensibilidade das argilas, não são fáceis a identificação das marcas da cimentação e a quantificação dos seus efeitos. Coelho (2000) acrescenta que os efeitos benéficos da cimentação são devidos às fortes ligações entre as partículas que se formam, resultantes não de características intrínsecas das partículas, mas da acção do agente cimentante. Porém, o mesmo autor refere que estes benefícios perdem-se logo que as referidas ligações sejam quebradas, possuindo o material resultante propriedades análogas às do material não cimentado, o que justifica o aumento da sensibilidade.

Brenner et al. (1981), avaliam qualitativamente os efeitos dos diferentes processos pós-deposicionais de natureza física e química acabados de descrever (Quadro 2.1), os quais influenciam de forma fundamental as propriedades geotécnicas dos solos moles.

Quadro 2.1 – Efeitos dos processos pós-deposicionais

| | Propriedades geotécnicas | | | | | | | |
|-------------------|--------------------------|--------------------|------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------------|---------------|---------------|
| Processo | Teor de água | Limite de liquidez | Índice de plasticidade | Tensão de pré-consolidação | Compressibilidade | Resistência não drenada | | Sensibilidade |
| | | | | | | Intacta | Remoldada | |
| Dessecação | - | | ± | + | - | + | | |
| Alteração química | ± | + | + | + | - | + | + ou - [1] | - ou + [1] |
| Lixiviação | ± | - | - | - | + | - | - | + |
| Cimentação | | + | + | + | - | + | + [2] | + |

Legenda: +Aumento; -Diminuição; ± Pequena ou nenhuma variação

[1] – Depende do tipo de mineral de argiloso presente

[2] – Depende do teor em de matéria amorfa

2.4 IMPORTÂNCIA DA FRACÇÃO ARGILOSA

Uma das características que à primeira vista diferencia os solos é o tamanho das suas partículas. Em termos de composição granulométrica, no solo coexistem normalmente partículas de diversos tamanhos. Existem, por exemplo, grãos de areia com dimensões de 1 a 2 mm, e existem partículas de argila com espessura da ordem de 10 Å (0,000001 mm). A fracção argila é frequentemente considerada como a fracção cuja dimensão, em termos de diâmetro esférico equivalente, é inferior a 0,002 mm, o que corresponde ao tamanho mais próximo das partículas que constituem os minerais de argila.

Algumas partículas de maior dimensão são constituídas por agregados de partículas de minerais distintos, mas é mais comum que estas partículas sejam constituídas por um único mineral. O quartzo, presente na maioria das rochas, é bastante resistente à desagregação e forma maioritariamente os grãos de silte e de areia. A sua composição química é simples (SiO_2), as partículas têm formas aproximadas do cubo ou da esfera, e apresentam baixa actividade superficial. Outros minerais como os feldspatos, a gibbsite, a calcite e as micas podem também ser encontrados nos conjuntos granulométricos silte e areia. Os feldspatos são minerais mais alteráveis, dadas as suas características cristaloquímicas, dando origem aos minerais argilosos, que constituem a fracção mais fina dos solos (Sousa Pinto, 2000).

O estudo dos minerais argilosos, isto é, a mineralogia das argilas, no domínio da microestrutura dos solos, é indispensável à compreensão do comportamento mecânico dos solos à escala do maciço natural. O tema Mineralogia das Argilas é demasiadamente vasto para ser tratado em pormenor num texto com os objectivos do presente trabalho, pelo que, serão apenas tecidas as considerações entendidas necessárias ao enquadramento dos capítulos seguintes. O tema da mineralogia das argilas é tratado detalhadamente por Gomes (1988; 2002), por exemplo.

Os minerais argilosos apresentam uma estrutura complexa. São partículas muito pequenas, provenientes da alteração química de alguns minerais que constituem a rocha-mãe. São silicatos de alumínio hidratados, constituídos por duas estruturas básicas: uma estrutura de tetraedros com distribuição planar, constituída por átomos de silício ligados a quatro átomos de oxigénio e outra de octaedros, constituída, em regra, por átomos de alumínio que coordenam seis átomos hidroxilo, tal como está representado na Figura 2.8. Estas estruturas básicas associam-se em folhas estruturais e estas, por sua vez, em camadas estruturais.

As partículas dos minerais argilosos apresentam, maioritariamente, formas lamelares, correspondentes à sobreposição e justaposição de camadas estruturais. Conforme o modo como alternam estas camadas, assim se formam diferentes tipos de minerais argilosos. Alguns minerais argilosos são formados por camada estruturais, compostas pela justaposição de folhas tetraédricas e octaédricas (estruturas o tipo Te:Oc ou 1:1), determinando uma espessura da ordem de 7 Å, como sucede na caulinite, cuja estrutura está representada na Figura 2.9. As ligações entre camadas estruturais faz-se através de ligações do tipo O-H ou ligação hidrogénio que impedem a sua fácil separação ou exfoliação e dificultam que entre elas se introduzam moléculas de água ou de outros

compostos inorgânicos e orgânicos. A partícula resultante fica com uma espessura da ordem de 1000 Å, sendo a sua dimensão longitudinal de cerca de 10000 Å.

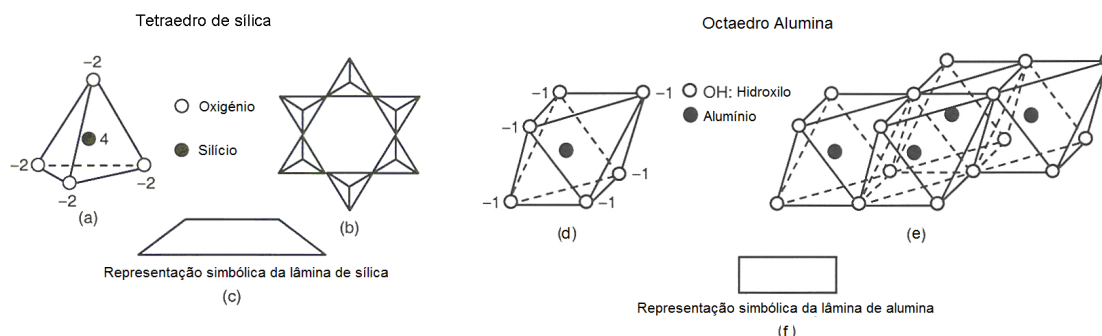


Figura 2.8 – Unidades básicas dos minerais de argilosos e respectivas representações simbólicas: (a) Tetraedro elementar de sílica; (b) Lâmina de tetraedros de sílica; (c) Representação simbólica da folha tetraédrica de sílica; (d) Octaedro elementar de alumina; (e) Octaedros de alumina; (f) Representação simbólica da folha octaédrica de alumina (adaptado de Aysen, 2002).

Noutros minerais argilosos, a folha estrutural octaédrica está intercalada entre duas folhas estruturais tetraédricas (estrutura do tipo Te:Oc:Te ou 2:1)), definindo uma espessura de cerca de 10Å. Esta é a estrutura tanto das ilites como das esmectites, cujas estruturas simbólicas são apresentadas na Figura 2.9. Nestes minerais, as ligações entre camadas estruturais fazem-se através de catiões intercalares, K^+ , Na^+ ; Mg^{2+} , Ca^{2+} , solvatados ou não solvatados. No caso das esmectites, os catiões intercalares podem apresentar graus de solvatação variáveis com a humidade ou secura do ambiente onde se encontram, razão por que se diz que possuem volume variável.

As partículas de esmectite apresentam um volume 10^{-4} vezes menor e uma área 10^{-2} vezes menor que as de caulinite. Isto significa que para igual volume ou massa, a superfície específica das partículas de esmectite é cerca de 100 vezes maior que do que as partículas de caulinite. A superfície específica (superfície total de um conjunto de partículas dividida pelo seu peso) das caulinites é da ordem de $10m^2/g$, enquanto a das esmectites é de cerca de $700-800 m^2/g$. As forças de superfície são muito importantes no comportamento das partículas coloidais, sendo a diferença de superfície específica uma indicação da diferença de comportamento entre solos com distintos minerais de argila.

O comportamento das argilas seria menos complexo se não ocorressem imperfeições na cristalquímica dos minerais argilosos. Porém, é comum a ocorrência de um átomo (ião) de alumínio (Al^{3+}) substituindo um ião de silício (Si^{4+}) na estrutura tetraédrica, e que, na

estrutura octaédrica, átomos de alumínio sejam substituídos por átomo de valência menor como o magnésio (Mg^{2+}). Estas substituições são definidas como substituições isomórficas, pois não alteram o arranjo dos átomos, mas as partículas adquirem uma carga eléctrica globalmente negativa.

Para neutralizar as cargas negativas, existem catiões livres nos solos, por exemplo o cálcio (Ca^{2+}) ou o sódio (Na^+), que podem ser fixados de modo reversível nas superfícies externas dos cristais dos minerais argilosos, em geral, ou nas superfícies de alguns minerais argilosos, por exemplo vermiculite e montmorilonite. Tais catiões solvatados dependendo do tipo de catião e do grau de solvatação podem provocar a expansão intracristalina. A liberdade de movimento das lâminas explica a elevada capacidade de absorção de água de certas argilas, a sua expansão quando em contacto com a água e a sua considerável retracção ao secar.

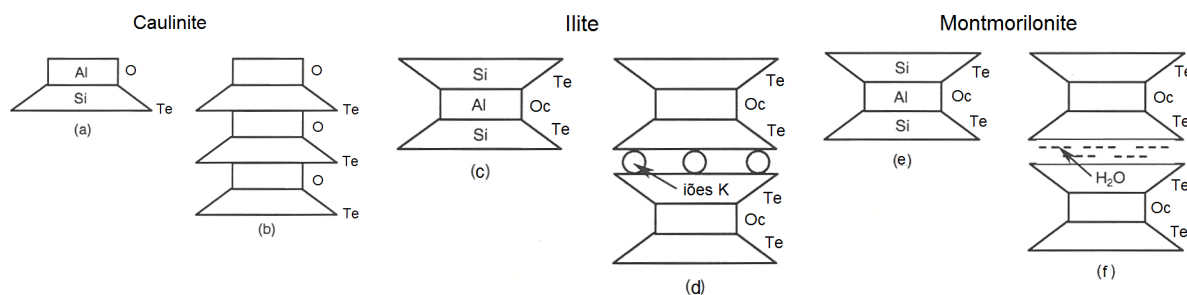


Figura 2.9 – Representação simbólica da estrutura de alguns minerais de argila. (Adaptado de Aysen, 2002).

Os bordos das partículas de minerais argilosos, função do pH do meio, podem apresentar cargas positivas resultantes das discontinuidades da estrutura molecular, mas iões negativos existentes no meio podem neutralizar estas cargas.

Os catiões e aniões são facilmente permutáveis por percolação de soluções químicas. O tipo de catião presente numa argila condiciona o seu comportamento; uma argila esmectítica com sódio adsorvido, por exemplo, é muito mais sensível à água do que tendo cálcio adsorvido. Daí a diversidade de comportamentos apresentados pelas argilas e a dificuldade de correlacioná-los por meio de índices empíricos.

Por outro lado, quando a água se encontra em contacto com as partículas de argila, as moléculas de água (H_2O) orientam-se em relação às partículas de argila e aos iões que as circundam. Os iões afastam-se das partículas, ficando circundados por moléculas de água. No caso das esmectites, por exemplo, a água penetra entre as partículas, formando estruturas em que duas camadas de moléculas de água se apresentam entre as camadas estruturais, aumentando a distância basal de 10 Å para 14 Å ou mais. Um

aumento do teor de água provoca o aumento desta distância basal, até à completa liberdade das camadas estruturais.

As ilites, que apresentam estruturas semelhantes às das esmectites, não absorvem água entre as camadas estruturais devido a presença de iões de potássio intercalares que possuem baixa solvatação, tal como é mostrado na Figura 2.9, provocando uma ligação forte entre elas. Em consequência, o seu comportamento na presença de água é intermédio entre o da caulinite e o da esmectite.

É a cristalochimica que serve de base à diferenciação das espécies de minerais argilosos que são filossilicatos hidratados, sendo conhecidas algumas dezenas de espécies. A sistemática actualmente adoptada (Guggenheim et al., 2006) considera dois grandes grupos de minerais argilosos, os que possuem estrutura planar e os que possuem estrutura não planar. Há espécies de minerais argilosos com estrutura planar que correspondem a interestratificações regulares de duas espécies distintas. Gomes (2002) descreve com detalhe os aspectos cristalochimicos relevantes dos minerais argilosos, as propriedades gerais das argilas e a sistemática dos minerais argilosos e argilas.

Com o aumento do teor de água, forma-se em torno das partículas dos minerais argilosos a denominada «camada dupla». É a camada em torno das partículas, na qual as moléculas de água são atraídas aos iões do solo e ambos à superfície das partículas. As características da camada dupla dependem da valência dos iões presentes na água, da concentração electrolítica, da temperatura e da constante dieléctrica do meio.

Devido às forças electroquímicas, as primeiras camadas de moléculas de água em torno das partículas encontram-se firmemente aderidas. Nestas condições, a água apresenta um comportamento bem distinto da água livre, sendo este estado referido como de água sólida, pois não existe entre as moléculas a mobilidade das moléculas dos fluidos. Os contactos entre as partículas podem ser feitos pelas moléculas de água aderidas. As deformações e a resistência dos solos quando solicitados por forças externas dependem, portanto, destes contactos. Note-se, entretanto, que os átomos de hidrogénio das moléculas de água não se encontram numa situação estática. Pelo contrário, encontram-se em permanente movimento, de forma que a sua orientação é uma situação transitória. Em qualquer momento, inclusive uma molécula de água pode ser substituída por outra no contacto com as partículas de argila. Este fenómeno interfere na transmissão das forças entre as partículas e justifica a dependência do comportamento reológico dos solos relativamente ao tempo de solicitação.

Quando em suspensão, dependendo das concentrações, as partículas de argila estão mais ou menos próximas, permitindo estabelecer-se forças de atracção e de repulsão

entre elas. As forças de repulsão são devidas às resultantes negativas das cargas que elas possuem e que ocorrem desde que as camadas duplas estejam em contacto. As forças de atracção decorrem das denominadas forças de Van der Waals e de ligações secundárias que, num sentido mais lato, atraem partículas adjacentes.

Da combinação das forças de atracção e de repulsão entre as partículas resulta a estrutura dos solos à escala microscópica, que se refere à disposição das partículas na massa de solo e às forças de atracção/repulsão existentes entre elas. Lambe (1953), segundo Sousa Pinto (2000), identificou dois tipos básicos de estrutura: (1) estrutura floculada, quando os contactos se fazem entre faces basais e laterais, ainda que através da água adsorvida e (2) estrutura dispersa, quando as partículas se posicionam com as faces basais paralelamente entre si. Os solos argilosos sedimentares apresentam estruturas que dependem da salinidade das águas associadas aos ambientes em que se formaram. Em águas salgadas, a estrutura é bastante aberta, embora haja um relativo paralelismo entre partículas, em virtude de ligações de valência secundária. Estruturas floculadas em água não salgada resultam da atracção das cargas positivas dos bordos ou faces laterais com as cargas negativas das faces das partículas. Na Figura 2.10 são ilustrados, esquematicamente, estes tipos de estrutura.

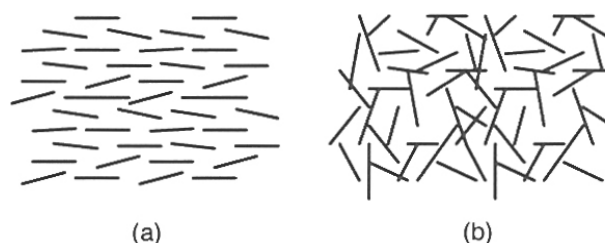


Figura 2.10 – Estruturas características dos solos argilosos: (a) Dispersa e (b) Floculada. (Adaptado de Aysen, 2002).

O conhecimento da estrutura auxilia a compreensão de diversos fenómenos observados no comportamento dos solos, como, por exemplo, a sensibilidade das argilas. Deve ser referido que os modelos de estrutura mostrados acima são em certa medida simplificados. No caso de solos residuais e de solos compactados, a posição relativa das partículas é mais complexa. Interiormente existem aglomerados de partículas argilosas que se dispõem de forma a criar vazios de maiores dimensões. Existem microporos entre as partículas de argila que constituem os aglomerados e macroporos entre estes aglomerados. Esta diferenciação é importante para a compreensão de algumas propriedades como, por exemplo, a alta permeabilidade em certos solos residuais no

estado natural, ainda que apresentem uma percentagem considerável de partículas argilosas.

Quando o solo não se encontra saturado, o ar pode se apresentar na forma de bolhas oclusas (se tiver em pequena quantidade) ou na forma de canalículos comunicantes, inclusive com o meio externo. O fenómeno mais importante relativamente à presença do ar prende-se com o facto de a água à superfície comportar-se como se de uma membrana se tratasse. As moléculas de água, em contacto com o ar, orientam-se em virtude da atracção química das moléculas adjacentes. Este comportamento é medido pela tensão superficial, uma característica de qualquer líquido em contacto com outro líquido ou com um gás. Nestas condições geram-se tensões de sucção, responsáveis por diversos fenómenos associados à geomecânica dos solos, designadamente a ascensão capilar e o comportamento peculiar dos solos não saturados quando solicitados por carregamentos ou submetidos à infiltração da água.

2.5 HISTÓRIA DAS TENSÕES E ESTADOS DE CONSOLIDAÇÃO

O ambiente de formação, o tempo, bem como a história das tensões determinam os estados de tensão em que se encontram os depósitos de solos moles. Sabe-se também que o conhecimento da história das tensões permite prever o comportamento mecânico dos maciços quando solicitados pela construção das obras de engenharia civil. O estabelecimento, em 1923, da teoria de consolidação de Terzaghi constituiu um marco por se tratar do primeiro método racional de análise e quantificação do comportamento tensão-tempo-compressão dos solos argilosos. Em 1936, Casagrande definiu a tensão pré-consolidação, σ'_p , como a maior tensão vertical efectiva a que o solo já esteve submetido, tendo então proposto um método gráfico empírico para a sua determinação, baseado nos resultados edométricos de amostras ditas indeformadas. A relação entre a designada tensão de pré-consolidação e a tensão vertical efectiva actual, σ'_{v0} , é denominada por *razão de sobreconsolidação*, conhecida usualmente pela sigla OCR (da expressão anglófona *Overconsolidation ratio*), ou seja $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$.

No capítulo 3 abordar-se-á o tema do estado de tensões de um maciço na situação de repouso. Desde já, interessa referir que, na mecânica dos solos, a caracterização desse estado é feita pelo parâmetro designado por coeficiente de impulso em repouso, K_0 , que representa a relação entre as tensões efectivas horizontal e vertical existentes no maciço na situação de repouso, ou seja $K_0 = \sigma'_{ho} / \sigma'_{v0}$.

Em 1941, na sequência da análise das relações entre o índice de vazios e a tensão efectiva em argilas, Terzaghi introduziu o conceito de solo normalmente consolidado que define o estado de um solo que nunca experimentou uma tensão efectiva de consolidação superior àquela que é actualmente devida ao peso das camadas sobrejacentes ($OCR = 1$).

Skempton (1970), segundo Nagaraj e Miura (2001), investigou uma grande variedade de depósitos argilosos com idades desde o Recente até à época Pliocénico e apresentou as respectivas curvas de consolidação, cujo aspecto corresponde à representação esquemática da Figura 2.11. Um solo designado normalmente consolidado será representado por qualquer ponto da curva ABC (o ponto B, por exemplo). Se a tensão vertical efectiva, devida ao peso das camadas sobrejacentes, for inferior à tensão efectiva máxima alguma vez experimentada, o solo diz-se estar num estado sobreconsolidado ($OCR > 1$), representado pelo ponto D. Deste modo, os estados representados pelos pontos B e D, de igual tensão efectiva em resultado da história das tensões de consolidação, corresponderão a diferentes índices de vazios.

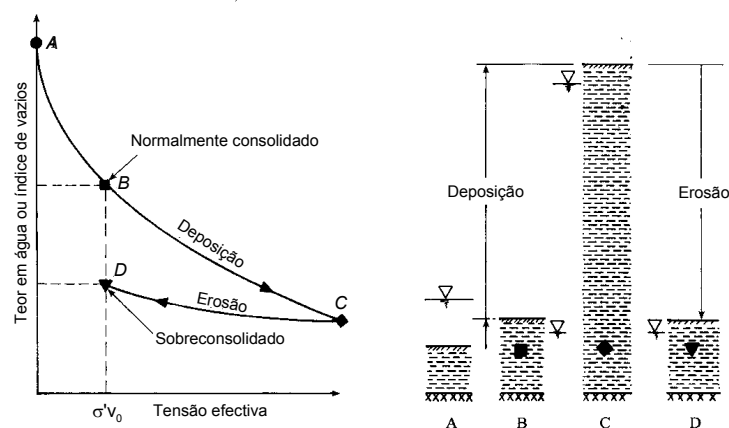


Figura 2.11 – Depósitos de solos moles normalmente consolidados e sobreconsolidados, segundo Skempton (1979), (Adaptado de Nagaraj e Miura, 2001).

Entretanto, como referido por Jamiolkowsky et al. (1985), já no decorrer da década de 60 do século XX diversos resultados experimentais demonstraram que, nalguns depósitos de solos argilosos de história geológica razoavelmente bem conhecida, a tensão de pré-consolidação era maior que a máxima tensão efectiva que se julgava ter ocorrido no decurso da respectiva história geológica. Tal facto levou a que se questionasse a validade da definição original da tensão de pré-consolidação e sugeriu-se a possibilidade da existência de outros mecanismos conducentes ao crescimento daquela tensão (Coelho, 2000). Na actualidade, apesar da generalização em certa medida consentida da

definição proposta originalmente, os geotécnicos admitem outras causas para a sobreconsolidação dos depósitos além da subjacente à definição.

Os depósitos associados a ambientes em que terão ocorrido taxas de sedimentação elevadas podem apresentar algum excesso de poro-pressão relativamente à pressão hidrostática, originado pelo aumento contínuo da pressão total sobrejacente. Enquanto não houver a dissipação completa do referido excesso de poro-pressão, os depósitos apresentam-se num estado designado subconsolidado ($OCR < 1$). A subconsolidação é também possível nos depósitos argilosos dos deltas e estuários em que o processo deposicional está em curso ou que sejam de formação (idade) recente.

Atendendo à recente história geológica da sua formação, os depósitos de solos moles deveriam ser naturalmente entendidos como normalmente consolidados. Não obstante, é frequente observar-se um certo grau de sobreconsolidação. Diversos factores terão contribuído para tal, entendendo-se (Christoulas, 1987; Aguiar, 1992, entre outros autores) que os mais importantes serão provavelmente as oscilações do nível freático e a consolidação secundária associada ao envelhecimento. A observação dos perfis de variação de σ'_p , de σ'_{v0} e de OCR com a profundidade pode fornecer indicações importantes sobre a história geológica do depósito, sobretudo em relação aos processos pós-deposicionais a que esteve sujeito.

Têm sido descritos diversos mecanismos cuja acção, provavelmente simultânea, é responsável pela fixação da tensão de pré-consolidação nos depósitos naturais de solos moles e que, em função de cada um desses mecanismos, poder-se-ão desenvolver alguns perfis típicos da evolução de OCR com a profundidade. Nas condições em que as camadas sejam fundamentalmente horizontais e as tensões sejam somente geostáticas, os mecanismos mais frequentemente responsáveis pela ocorrência da sobreconsolidação são, de acordo com Jamiolkowsky et al. (1985):

- a. As variações da tensão total vertical devidas, por um lado à erosão e/ou redeposição das camadas sobrejacentes e, por outro lado, às variações da pressão da água nos interstícios por oscilação do nível freático ou por percolação da água. Destes processos resultam perfis em que OCR se apresenta praticamente constante com o aumento da profundidade e, verifica-se ser também constante a diferença $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ (excepto se houver percolação). O estado de tensão *in situ* resultante corresponde à condição de K_0 , cujo valor correspondente a um dado OCR varia da carga para a descarga. Este é o mecanismo mais óbvio e de mais fácil identificação;

- b. A dessecação em resultado da secagem por evaporação ou pela presença por exemplo de vegetação ou ainda a dessecação devida à congelação. Neste caso, o perfil de variação de OCR com a profundidade é, na maior parte das vezes, acentuadamente errático. O estado de tensão *in situ* pode desviar-se da condição K_0 devido, por exemplo, às tensões capilares isotrópicas. Uma peculiaridade destas condições é o surgimento de crustas de dessecação à superfície na maioria dos depósitos;
- c. A consolidação secundária, designação dada à fluência drenada, e da qual resulta um comportamento uniforme de OCR com o aumento da profundidade, ou seja, é constante a razão σ'_p/σ'_{v0} . A condição K_0 caracteriza o estado de tensão *in situ*, mas não necessariamente o estado normalmente consolidado;
- d. A acção de processos físico-químicos dos quais resultam (i) a cimentação promovida pela presença de carbonatos, óxidos, matéria orgânica etc., e (ii) ligações interpartículas devidas a outras causas, tais como as trocas iónicas, tixotropia e meteorização, por exemplo. Nesta situação tanto os perfis de variação de OCR como de K_0 com a profundidade exibem valores muito variáveis. Os autores referem que este mecanismo não é ainda completamente conhecido, razão pela qual é de difícil comprovação, havendo, contudo, nas argilas do leste Canadano, registos acentuadamente marcados dos seus efeitos.

A dessecação, segundo Coelho (2000), apresenta bastantes semelhanças com a sobreconsolidação mecânica, ainda que se distancie desta nos efeitos produzidos: a sobreconsolidação por dessecação envolve profundidades reduzidas e é dependente de factores locais, como sejam as propriedades do solo, nomeadamente a granulometria e a permeabilidade, as condições hidrogeológicas, meteorológicas e a flora. O mesmo autor acrescenta que, atendendo a dependência deste mecanismo de sobreconsolidação relativamente aos factores atrás referidos, é de esperar uma importante variabilidade espacial da tensão de pré-consolidação, estando a variação vertical relacionada com os elevados gradientes de variação da sucção em profundidade.

A consolidação secundária origina uma diminuição progressiva do índice de vazios do solo sob tensão efectiva constante, que se torna mais evidente após a dissipação do excesso da poro-pressão correspondente ao final da consolidação primária (também dita hidrodinâmica). A sobreconsolidação daí advinda é também frequentemente designada por envelhecimento (*ageing*). Como se ilustra na Figura 2.12, este efeito, que pode ser

reproduzido num gráfico e versus $\log(\sigma'_v)$, faz com que o solo adquira uma resistência adicional ao longo do tempo, comportando-se como sobreconsolidado quando solicitado por novas tensões até ao ponto em que reencontra a curva de compressão virgem. Aguiar, (1992), recorrendo à terminologia da teoria da plasticidade, faz notar que o ponto referido corresponderá à cedência, ou seja, o solo sofre endurecimento plástico com a consolidação primária, adquirindo um grau de sobreconsolidação “aparente”.

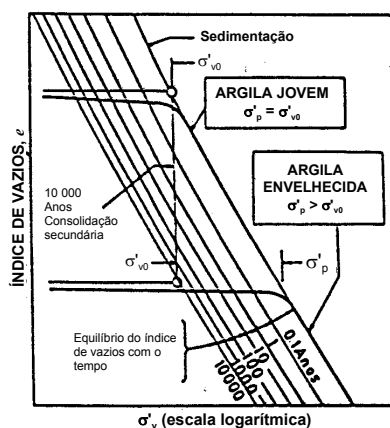


Figura 2.12 – Efeito da consolidação secundária na compressibilidade de uma argila, segundo Bjerrum (1972), (Adaptado de Aguiar (1992)).

Na Figura 2.12 é também possível observar que qualquer que seja o valor da tensão vertical efectiva inicial, σ'_{v0} , para o mesmo período de tempo durante o qual ocorre consolidação secundária, a distância entre σ'_{v0} e σ'_p é constante, o que permite concluir que, para diferentes tensões efectivas iniciais (o mesmo será dizer para diversas profundidades), o fenómeno conduz a $\log(\sigma'_p) - \log(\sigma'_{v0})$ constante e, conseqüentemente, a σ'_p / σ'_{v0} constante. O valor de OCR será, por isso mesmo, constante em profundidade. De acordo com o processo de consolidação secundária, uma coluna de sedimentos que tenha sido continuamente depositada durante os últimos 10000 anos, apresentaria, com o aumento da profundidade, um crescimento gradual da diferença entre σ'_{v0} e σ'_p .

Locat (1982) e Locat e Lefebvre (1986), segundo Locat et al. (2003), realizaram estudos sobre o fenómeno da estruturação dos solos associado à consolidação secundária, tendo concluído que para a maioria dos depósitos naturais são quase inexistentes as evidências de que a consolidação secundária seja um processo activo durante e após a formação dos depósitos, mas que na maioria dos casos é geologicamente reconhecível a acção desenvolvida pelos processos de erosão e de cimentação. Perret et al. (1995), segundo os autores acima referidos, alargaram posteriormente esta constatação a

sedimentos recentes, tendo descrito detalhadamente alguns comportamentos singulares, donde se depreende uma relativização dos papéis potencialmente desempenhados pela erosão, pela cimentação e pela consolidação secundária na estruturação dos depósitos naturais.

No caso de depósitos homogêneos, a Figura 2.13 mostra, de forma conceptual, os perfis de evolução em profundidade de σ'_{v0} , σ'_p (Fig. 2.13a, 2.13e e 2.13i) e de OCR (Fig. 2.13c, 2.13g e 2.13k), de acordo com o mecanismo de sobreconsolidação dominante. Perret et al. (1995), segundo Locat et al. (2003), apresentaram um novo conceito ao qual designaram Diferença de Sobreconsolidação, OCD (*Overconsolidation Difference*);

$$OCD = \sigma'_p - \sigma'_{v0} \quad [1.1]$$

cujos perfis correspondem às Figuras 2.13b, 2.13f e 2.13j e o conceito de Gradiente de Sobreconsolidação, OCG (*Overconsolidation Gradient*);

$$OCG = \frac{\Delta \sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad [1.2]$$

cujos perfis correspondem às Figuras 2.13d, 2.13h e 2.13l.

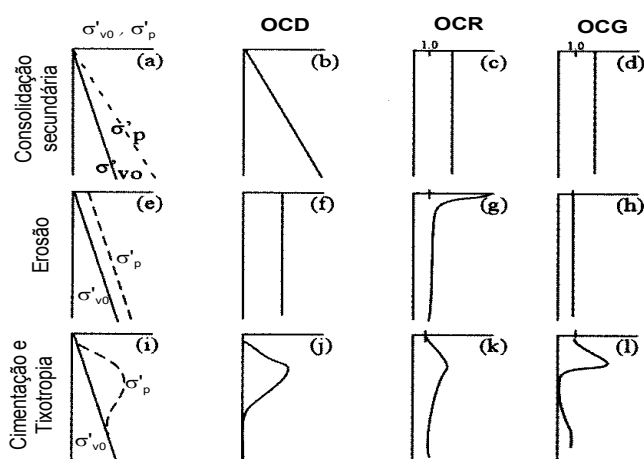


Figura 2.13 – Idealização de perfis de σ'_{v0} , σ'_p , OCD, OCR e OCG em solos de origem marinha, segundo Perret (1995). Adaptado de Locat et al. (2003).

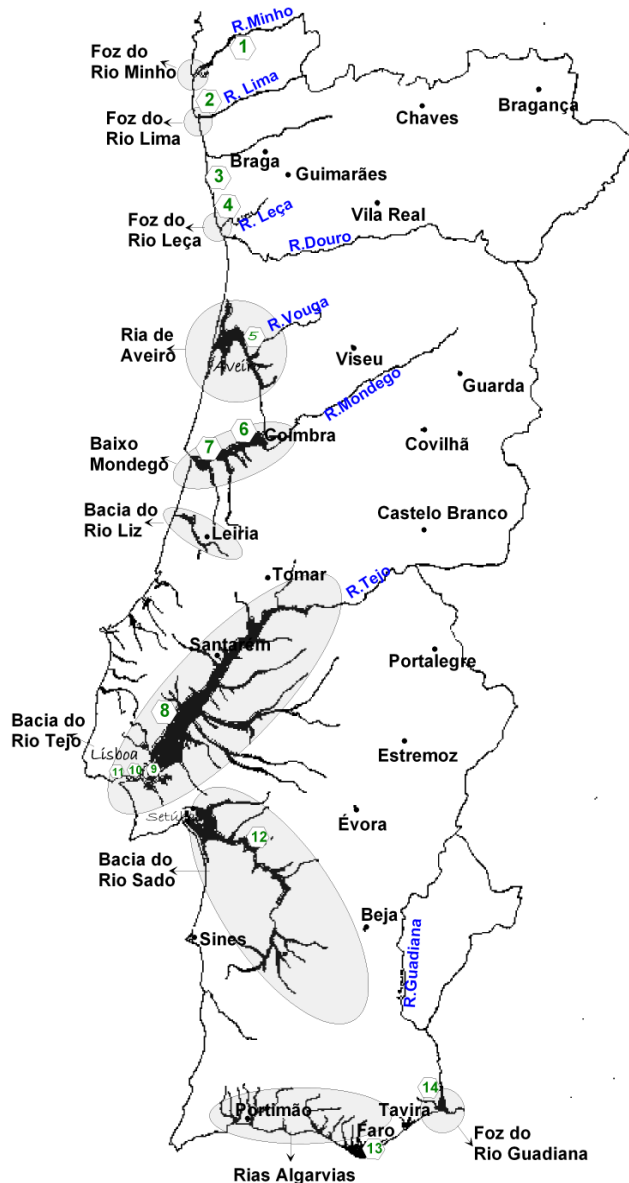
As Figuras 2.13a-d Figura 2.13 permitem avaliar o perfil de resistência do solo e, no caso de σ'_p ser igual à σ'_{v0} , tanto OCR como OCG serão constantes em profundidade e iguais à unidade.

Caso a consolidação secundária seja o mecanismo de sobreconsolidação predominante é expectável um crescimento linear de OCD e uma constância de OCR e de OCG com o aumento da profundidade. Caso predomine a erosão, a resistência deverá ser maior que zero na origem, enquanto o OCR evolui desde valores muito elevados à superfície tendendo para a unidade com o aumento da profundidade (Figura 2.13e-h). Por outro lado, os valores de OCG e de OCD não são influenciados pela erosão, mantendo-se constantes ao longo da profundidade. Finalmente, no caso dos solos que apresentam uma zona cimentada (ou de tixotropia acentuada), esta zona caracterizar-se-á por valores de OCG próximos de zero, ao passo que OCD e OCR evoluirão de acordo com a Figura 2.13i-l. Perret et al (1995), segundo Locat et al. (2003), demonstraram que, mais do que o valor de OCR isoladamente, os parâmetros OCD e OCG são mais adequados na avaliação do principal processo responsável pelo desenvolvimento da sobreconsolidação nos depósitos recentes. Acresce que, em particular, o parâmetro OCG não é influenciado pela erosão nem por qualquer incremento de resistência à superfície.

2.6 DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES EM PORTUGAL

Em Portugal, a ocorrência dos depósitos de solos moles mais importantes está, na sua esmagadora maioria, associada às principais bacias hidrográficas (Fig. 2.14), donde se conclui a preponderante acção transportadora desenvolvida pelos rios no seu processo de formação. Os ambientes deposicionais são predominantemente estuarinos mas nalguns casos, como o da região de Aveiro, desenvolveram-se lagunas litorais.

Na Figura 2.14 estão representadas as principais ocorrências de solos moles em Portugal, bem como a descrição sumária de algumas das obras emblemáticas construídas neste tipo de solos. O levantamento das zonas definidas na figura anterior, adaptada de Aguiar (1992), foi feito, essencialmente, a partir de um base geológica e complementado com contributo geotécnico dos trabalhos de vários autores. As obras incluídas obedeceram ao critério da componente geotécnica predominar sobre a estrutural. Observa-se também a natural concentração no litoral dos principais depósitos de solos moles, o que, do ponto de vista da construção de infra-estruturas de engenharia civil, coloca alguns desafios acrescidos dada a intensa solicitação demográfica a que estas zonas do País vêm sendo sujeitas (Fig. 2.15).



1. **Acessos à Ponte Internacional de Valença**, com aterros sobre solos lodosos;
2. **Acessos à nova Ponte de Viana do Castelo**, com aterros sobre solos moles na margem direita consolidados com geodrenos;
3. **Porto de mar da Póvoa de Varzim**, com execução de estacas de brita por vibrosubstituição em solos lodosos;
4. **Porto de Leixões**, na Foz do rio Leça, onde ocorrem solos lodosos com espessura considerável;
5. **IP5, lanço Aveiro-Albergaria**, com 14 kms de extensão e parte do traçado sobre aluviões lodosos da Ria de Aveiro, consolidadas com estacas de areia;
6. **A1, lanço Coimbra-Condeixa**, com aterros e obras de arte sobre as aluviões do Baixo Mondego, numa extensão de cerca de 3 kms;
7. **IP3, lanço Figueira da Foz-S^{ta} Eulália**, com aterros sobre solos moles numa extensão de 1.5 kms consolidados com geodrenos;
8. **A1, lanços Vila Franca de Xira-Carregado e Carregado –Aveiras de Cima**, com aterros e obras de arte sobre solos aluvionares da bacia do Tejo numa extensão de cerca de 6 kms, consolidados por compactação dinâmica, estacas de areia e pré-carga;
9. **Nova Ponte sobre o Rio Tejo (Ponte Vasco da Gama)**;
10. **Obras da Expo'98**;
11. **Extensão da rede do Metropolitano de Lisboa entre o Rossio e o Cais do Sodré**, onde ocorrem formações lodosas da bacia do Tejo;
12. **Nova Ponte de Alcácer do Sal**, com fundações profundas e parte dos acessos em aterro sobre solos aluvionares da bacia do Sado;
13. **Porto de mar de Olhão**, com infra-estruturas sobre solos consolidados por compactação dinâmica, e superficialmente, com enrocamento embutido;
14. **Ponte Internacional do Guadiana**, em Vila Real de S^{to} António, com fundações profundas e aterros construídos sobre solos compressíveis consolidados com geodrenos.

Figura 2.14 – Localização aproximada das principais ocorrências de depósitos de solos moles em Portugal e algumas obras relevantes neles realizadas (Adaptado de Aguiar, 1992)

Com efeito, o crescimento económico das últimas décadas centrou-se, essencialmente, em nós servidos por boas acessibilidades. Ora, a verdade é que, quer devido à importância histórica dos portos na estruturação da rede viária, bem como às conhecidas dificuldades de implantação de uma rede rápida e eficaz no interior do país (em parte devidas à distribuição do relevo, cuja rugosidade só pode ser vencida com elevados custos) a parte litoral do país tem sido favorecida face ao interior, sob o ponto de vista económico. Este fenómeno é correlativo do empobrecimento do interior e do seu esvaziamento humano. A concentração das populações nos centros urbanos do litoral tem como consequência o congestionamento constante das respectivas infra-estruturas, de que decorre a necessidade de as ampliar e multiplicar permanentemente (Araújo, 2003).

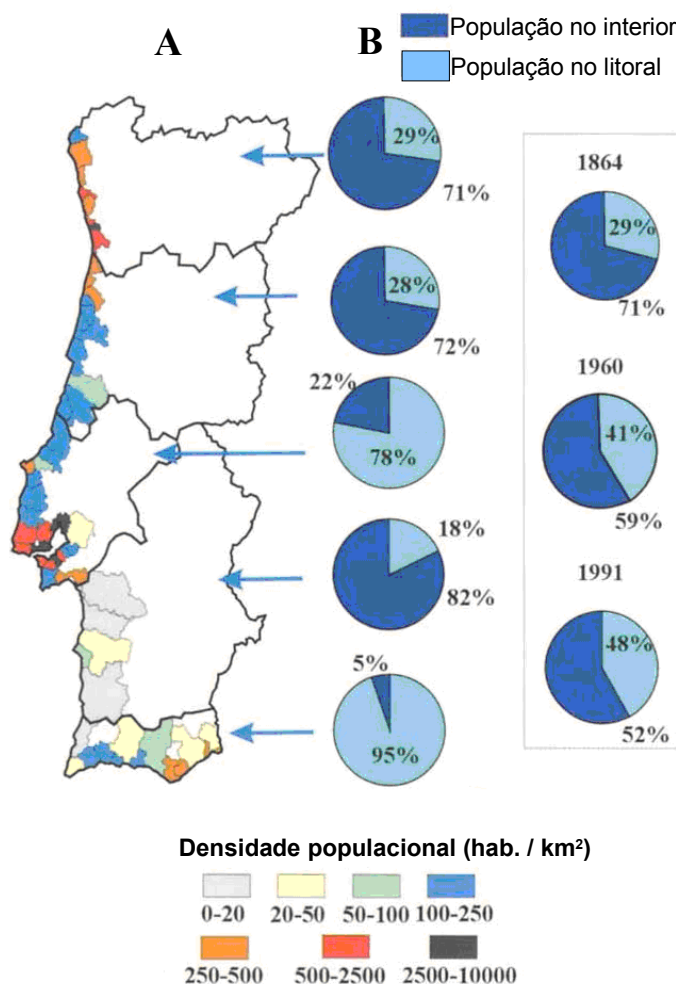


Figura 2.15 – Demografia em Portugal; A - Densidade populacional dos municípios litorais; B – População no interior *versus* população no litoral e evolução desde 1864, segundo Santos et al. (2002), (in Araújo, 2003)

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA POR ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.1 INTRODUÇÃO

A adequada parametrização para o projecto geotécnico recorre habitualmente à realização de ensaios geotécnicos de campo e de laboratório. No presente capítulo serão abordadas algumas das técnicas de ensaio laboratorial utilizadas na caracterização geotécnica de solos, com ênfase para os solos argilosos moles inorgânicos e orgânicos, bem como alguns dos últimos desenvolvimentos verificados nas técnicas experimentais. É abordada a determinação dos índices físicos básicos dos solos argilosos moles, em cujos depósitos ocorrem frequentemente num estado quase completamente saturado e verifica-se que, de um modo geral, a presença de matéria orgânica na composição desses solos conduz a comportamentos peculiares à luz Mecânica dos Solos. A aplicação da microscopia electrónica de varrimento ao estudo dos solos, contribui decisivamente para a melhor compreensão dos arranjos e dos fenómenos que ocorrem à escala microestrutural e o modo como estes influenciam o comportamento à escala do maciço. A heterogeneidade granulométrica e a plasticidade são características marcantes nestes solos e, os métodos tradicionais empíricos de determinação dos limites de consistência, pela concha de Casagrande e pelo manuseamento do solo, tendem a ser substituídos por métodos mais racionais. Quanto à compressibilidade e consolidação, nos locais de jazida, estes solos encontra-se frequentemente no estado normalmente consolidado a ligeiramente sobreconsolidado. A alta compressibilidade primária e secundária destes solos, avaliadas laboratorialmente com ensaios edométricos, são incrementadas com a presença de matéria orgânica. O ensaio edométrico de carga incremental tende, especialmente no caso dos solos argilosos moles, a ser substituído pelos ensaios de carregamento contínuo. A avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte desses solos é frequentemente feita mediante a realização de ensaios triaxiais não drenados. Os ensaios triaxiais não consolidados revelam uma quase ineficácia na avaliação fiável do comportamento dos maciços, pois, como facilmente se demonstra, a perturbação causada pelas técnicas de amostragem reduz o valor da resistência não drenada, além do facto deste tipo de ensaio não considerar os efeitos da anisotropia. Os ensaios de corte triaxial que melhor reproduzem o comportamento de campo são, portanto, os realizados em provetes previamente reconsolidados para o estado de tensão 'in situ', ou seja, com consolidação anisotrópica para K_0 , ensaios CK_0U . Podem ser críticos os efeitos nos resultados de um grande número de factores, como por exemplo o tipo de solo, a razão de sobreconsolidação, a qualidade da amostragem, os caminhos das tensões durante a consolidação e corte e a taxa de deformação imposta.

3.2 NATUREZA, COMPOSIÇÃO, ESTRUTURA E ESTADO DOS SOLOS

No que concerne à sua estrutura elementar, o solo constitui uma entidade trifásica, formada pelas fases sólida, líquida e gasosa ou, definindo doutro modo, o solo apresenta três tipos de constituintes: minerais, matéria orgânica e fluidos (água e/ou gás). A componente mineral pode ser constituída por partículas minerais individualizadas, protuberâncias amorfas dos precipitados, micro fósseis, minerais na forma agregada e minerais solúveis (sais, por exemplo). A componente orgânica dos solos é também bastante variável, desde a matéria orgânica de textura fibrosa até aos ácidos húmicos, muitas vezes também presentes à escala coloidal. A componente fluida pode ser a água incluindo elementos nela dissolvidos, tais como, sódio, cloretos, ácidos fúlvicos e alguns compostos orgânicos, ou pode ser ar ou outros gases.

A coesão é uma propriedade dos solos naturais, ou dos geomateriais em sentido mais lato, devida, entre outros factores, à adesão das partículas de argila e à cimentação.

A adesão é um mecanismo através do qual as partículas mais finas (da dimensão da fracção argila) envolvem e aderem as partículas de maiores dimensões da matriz argilosa. Obviamente, a importância desta propriedade diminui com o aumento do grão predominante no solo. Na figura 3.1 são ilustradas imagens obtidas por microscopia óptica com luz polarizada e por microscopia electrónica de varrimento (SEM), relativas a uma amostra de uma camada aluvionar, originária de Singapura, onde é possível observar a natureza dos contactos intergranulares (Fig. 3.1a-c) e o pormenor da ligação entre dois grãos de quartzo feita por uma «ponte de argila» (Fig. 3.2d-e). A Figura 3.2e mostra, de forma elucidativa, os minerais argilosos (na maioria caulinites), aderidos à superfície da argila com a completa moldagem da matriz pela forma dos grãos. Neste caso, os grãos estão mais ou menos embebidos na matriz de argila, pelo que a sua influência no comportamento geotécnico da referida camada será bastante limitada.

A agregação/cimentação pode estar presente tanto nos solos ditos coesivos como nos solos ditos granulares. O processo de cimentação pode ter início durante ou após a formação dos solos, pelo que, os contactos por «cimento» resultam dum processo natural, o qual, por sua vez, pode ser devido apenas ao contacto prolongado entre as partículas sob a elevada pressão instalada na interface entre a superfície do grão e a matriz argilosa, ao qual se poderão juntar os efeitos cimentadores de precipitados químicos. Um exemplo do primeiro caso está ilustrado nas imagens de microscopia electrónica de varrimento da Figura 3.2.

Nas imagens referidas é possível observar que o número de pontos de contacto aumenta

com a pressão e com o tempo. A grande superfície de contacto promove um tipo de agregação/cimentação do qual resulta uma espécie de perturbação por amolgamento. Desta forma, ter-se-á dado uma adesão parcial entre as partículas dos minerais argilosos em torno da superfície do grão, formando gradualmente uma envolvente uniforme em torno deste grão (superfície exposta na Figura 3.2c). Estas observações deverão merecer o interesse dos modernos estudos sobre o comportamento mecânico, à escala micrométrica, dos solos de granulometria fina (Locat et al., 2003).

Além da adesão das partículas de argila e da cimentação, a coesão deve-se também a outros factores, tais como (i) as forças electrostáticas responsáveis pela resistência nos contactos observada nos solos ditos coesivos, (ii) a interacção da matéria orgânica, maioritariamente fibrosa, com as partículas minerais, donde podem resultar tipos particulares de estruturas de agregação e (iii) a sucção (ou poro pressão negativa) da qual resulta a designada coesão aparente.

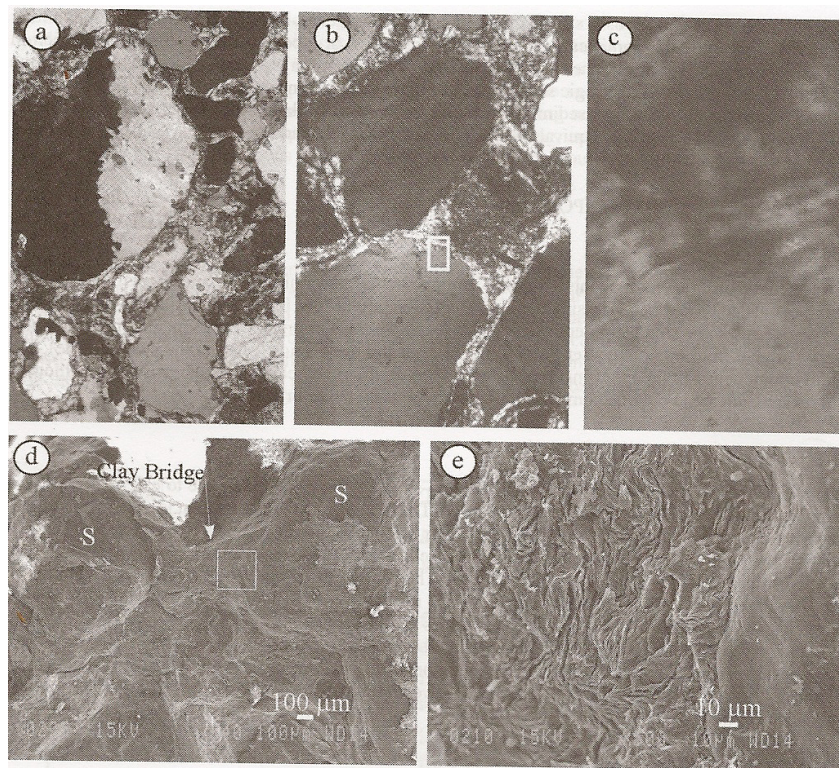


Figura 3.1 - Microestruturas dos solos: (a) – (d): Imagens obtidas por microscopia óptica com luz polarizada (em secções finas) de uma amostra arenosa de um depósito aluvionar em Singapura, mostrando a natureza dos contactos intergranulares (a e b) e parte da alteração dos grãos; (d) – (e): Imagens obtidas por microscopia electrónica de varrimento de um nível argiloso do mesmo depósito mostrando uma ligação por «ponte de argila», (Locat et al., 2003)

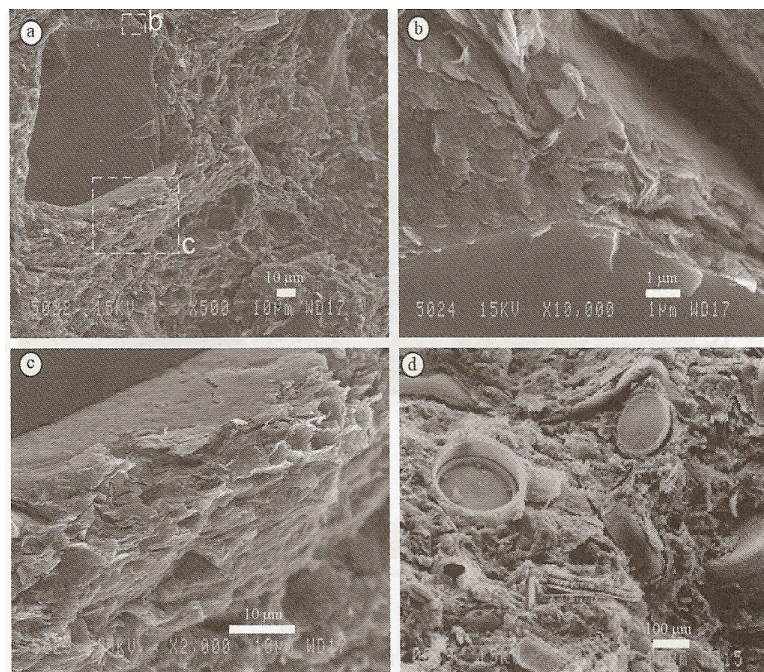


Figura 3.2 – Imagens obtidas por microscopia electrónica de varrimento; (a) – (c) Amostra de argila do Mar do Norte colhida a 248 metros abaixo do nível do mar, mostrando a natureza dos limites devido ao contacto prolongado, sob elevada pressão instalada na interface entre a superfície do grão e a matriz argilosa. (d) Pormenor do efeito de arco numa amostra de um depósito sedimentar em Kansai (aeroporto de Kansai, Baía de Osaka), (Locat et al., 2003).

Por seu lado, o atrito está relacionado com a forma e a natureza das partículas individuais (incluindo os microfósseis), a forma e a resistência dos agregados de partículas, o estado de deformação (de pico ou nas grandes deformações), o grau de alteração (química e física) e com o grau de imbricamento entre as partículas (*interlocking*), processo este também designado por efeito de arco (Fig. 3.2d).

Locat et al. (2003) referem que o efeito de arco nem sempre é reconhecido como potencialmente capaz de desempenhar um papel importante tanto no atrito como na compressibilidade dos solos. Tanaka e Locat (1999) referem que o fenómeno ocorre muito provavelmente quando existem duas fases minerais na mistura, tal como foi verificado em muitas das camadas sedimentares em Kansai, no Japão (Fig. 3.2d). O processo teria então origem na diferença de compressibilidade (ou rigidez) entre a matriz argilosa e as partículas da dimensão silte e/ou de areia. No exemplo apresentado, a componente fossilífera grosseira é em certa medida deformável, isto é, se os esqueletos dos microrganismos diatomáceos, com diâmetros micrométricos, se encontrarem na posição correcta permanecerão intactos mas, caso as suas superfícies principais se apresentem perpendiculares à direcção da máxima tensão efectiva, serão compactados. Deste modo, à medida que se desenrola o processo de consolidação a matriz argilosa

mais compressível consolidará mais rapidamente e, tal como referido acima para o caso da «ponte de argila», tenderá a moldar-se em torno das partículas de silte e/ou de areia, provocando algum efeito de arco, reduzindo assim a deformabilidade do esqueleto sólido enquanto mantém simultaneamente um alto teor de água.

O espaço poroso (os vazios) da estrutura dos solos pode ser descrito de várias formas. Estudos efectuados solos fossilíferos (ricos em restos fósseis) permitiram identificar características tipificadoras do espaço poroso. Desde modo, Locat et al. (2003) propuseram o reconhecimento das «famílias de poros» descritas na Figura 3.3: poro do esqueleto (*skeletal*), poro intra-esqueleto (*intra-skeletal*), poro do agregado (*aggregate*) e poro intra-agregado (*intra-aggregate*). Tanaka e Locat (1999), segundo Locat et al. (2003), introduziram os termos «poro do esqueleto» e «poro intra-esqueleto» para descrever a «rede porosa» associada a presença de vários tipos de micro fósseis (Fig. 3.3). Um poro do esqueleto pode apresentar um diâmetro desde 1 μm até 100 μm para diâmetros de poros intra-esqueleto de uma diatomácea, ou até 250 μm para um foraminífero. Por seu lado, segundo Locat et al. (2003), os poros inter-agregados são normalmente inferiores a 0,5 mm.

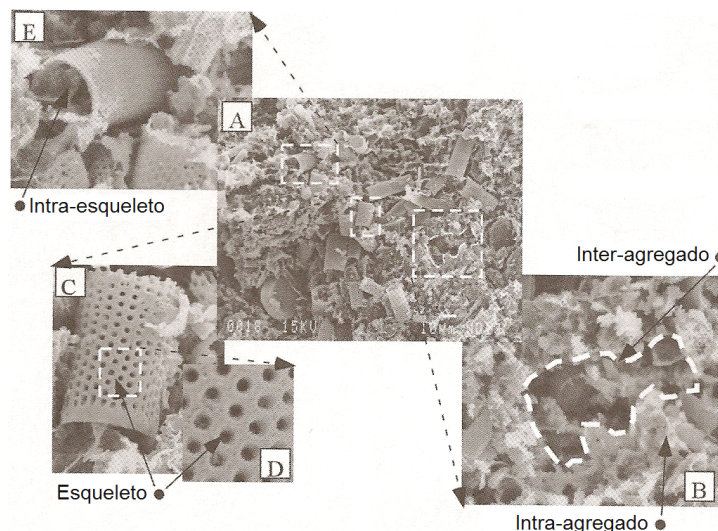


Figura 3.3 – Diferentes famílias de poros nos solos fossilíferos observados numa amostra de Hochirogata, Japão, segundo Locat e Tanaka (2000), (Locat et al., 2003)

O termo anglófono «soil fabric» refere-se ao arranjo geométrico tridimensional das partículas (e grupos de partículas), incluindo o afastamento entre elas e o espaço poroso do solo. Entre nós, de forma nem sempre pacífica, tem feito escola o emprego do termo «fábrica do solo» para descrever este arranjo. Segundo Christoulas et al. (1987), o termo

«estrutura do solo» é utilizado com um sentido mais abrangente, referindo-se simultaneamente ao arranjo dos grãos minerais, às forças intergranulares e à composição do solo. Segundo Vallejo et al. (2004), os investigadores espanhóis empregam o termo «microfábrica» de um solo, referindo-se ao arranjo ou disposição espacial das suas partículas, agregados de partículas, poros, descontinuidades e demais elementos presentes nos solos. Os mesmos autores referem que a «fábrica» está directamente relacionada com o grau de orientação dos elementos do solo, sua porosidade e densidade.

A possibilidade de empregar a microscopia electrónica de varrimento no estudo da microestrutura ou «microfabric» dos solos permitiu um substancial avanço na observação detalhada dos minerais, com particular interesse no caso dos minerais argilosos. As partículas individuais de argila agrupam-se frequentemente em conjunto com outros materiais presentes, como por exemplo o silte, de forma flocular ou em agregados de partículas, formando unidades designadas por domínios. Estas unidades formam grupos de agregados (*clusters*), identificáveis em microscopia de luz polarizada. O conjunto dos grupos de agregados forma estruturas de dimensões suficientemente grandes que as tornam identificáveis sem recurso ao microscópio. Na Figura 3.4 é mostrado um exemplo do que acaba ser referido.

Vallejo et al. (2004) realçam ainda que as formas elementares de associação das partículas de argila dependem das condições da suspensão, em especial da concentração de electrólitos. Em suspensões com altas concentrações de iões e em que o valor de pH é relativamente alto ($>8,2$) criam-se condições para que as resultantes das forças eléctricas sejam predominantemente atractivas, daí resultando as designadas estruturas que são estruturas abertas e volumosas, com grandes poros, típica de solos de origem marinha e lacustre salobra. Pelo contrário, quando as concentrações em electrólitos são baixas, predominam forças eléctricas de repulsão entre as partículas adjacentes, produzindo-se estruturas dispersivas, caracterizadas por serem densas e alargadas e que são típicas de sedimentos lacustres em ambiente de água doce e dos depósitos de origem fluvial.

Entre as estruturas floculadas e dispersas, existem múltiplas formas de organização espacial das partículas, porque a interacção entre elas é condicionada pela intervenção de diversos factores, nomeadamente a composição mineralógica e química, o tamanho das partículas, a concentração de sólidos e de sais dissolvidos, a turbulência da água, a actividade biológica, a temperatura, a velocidade de sedimentação, etc. Como tal, existe uma variedade ampla e complexa de arranjos estruturais, o que se reflecte nos diversos tipos de estruturas exibidos pelos solos naturais. Algumas das tipologias mais

importantes, conforme Vallejo et al. (2004), são:

- Turbostrática ou regular: estrutura com matriz argilosa contínua e compacta, muito densa, sem orientações preferenciais; é característica de sedimentos sobreconsolidados de origem marinha (Fig. 3.5a);
- Laminar ou orientada: estrutura com matriz argilosa homogênea formada por lâminas de argilas orientadas segundo uma direcção preferencial; são estruturas compactas e anisotrópicas (Fig. 3.5b);
- Favo de mel: estruturas abertas formadas por «flocos» de partículas de argila unidas entre si por forças de adesão; apresenta uma grande quantidade de poros intercomunicantes e é característica de meios salinos e de solos sensíveis (Fig. 3.5c);
- Esquelética: organização metaestável de fragmentos e agregados de partículas unidos através de «pontes» de ligação de longa distância; abundam os poros e as «pontes». São estruturas características de solos meteorizados e de solos colapsíveis¹ (Fig. 3.5d);
- Oolítica ou nodular: estrutura constituída por nódulos ou agregados esféricos que podem formar um empacotamento denso; é característica de meios continentais ricos em óxidos de ferro (Fig. 3.5d)

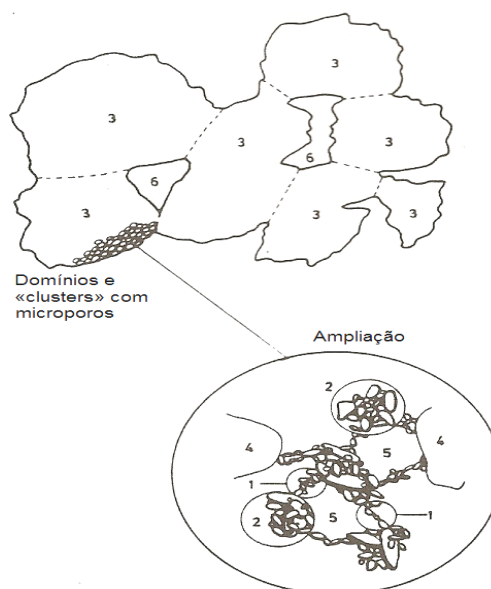


Figura 3.4 – Esquema do «macrofabric» do solo proposto por Young e Sheeran (1973) e do «microfabric» segundo Push (1973): 1 – Domínio; 2 – Agregado de partículas de argila; 3 – Conjunto de agregados; 4 - Grão de silte; 5 – Microporo; 6 – Macroporo, (Christoulas et al., 1987).

¹ A colapsibilidade de um solo está associada à diminuição brusca do seu volume quando imerso, sendo os *loess* o exemplo de geomaterial mais característico onde esta propriedade se manifesta.

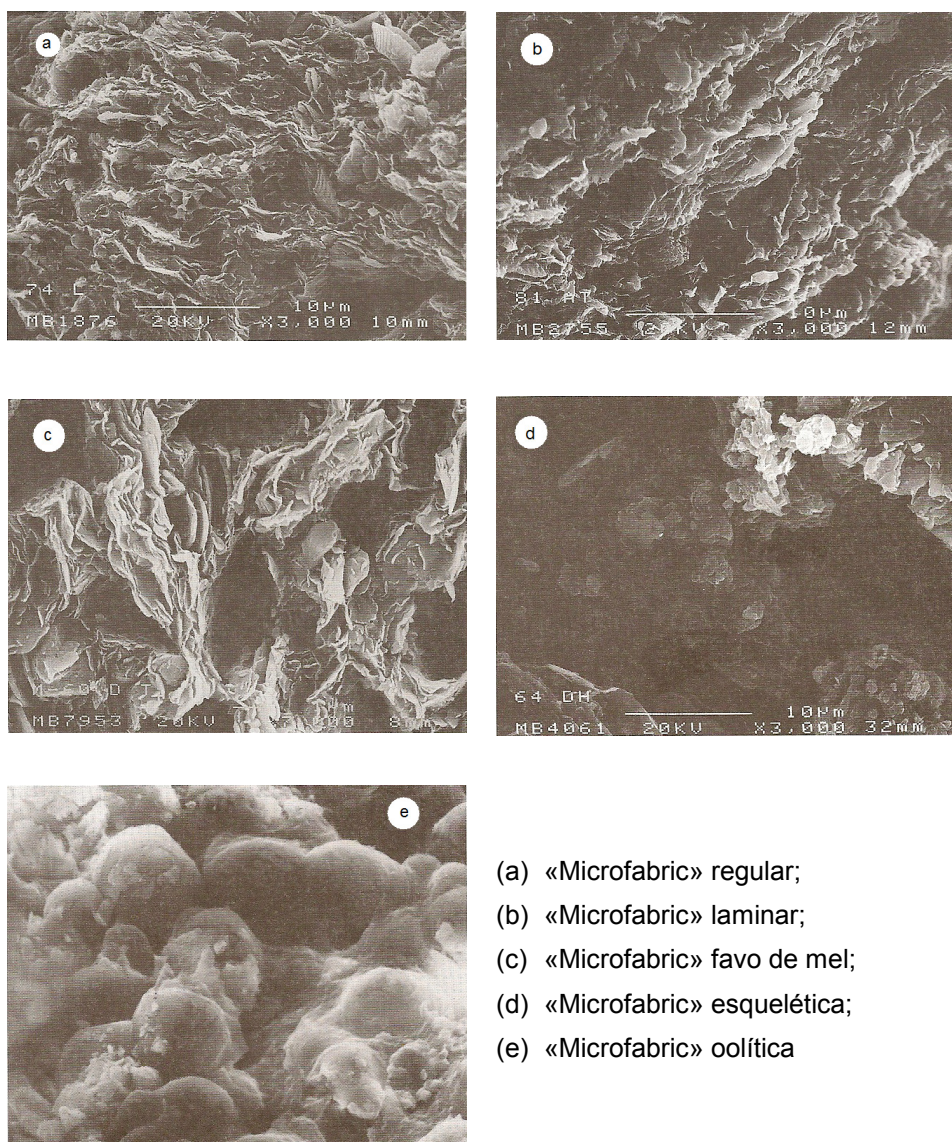


Figura 3.5 – Variedades de «microfabric» encontrados nos solos naturais. (Vallejo et al., 2004)

Além das partículas sólidas, o «microfabric» inclui também outros elementos, tais como; poros, discontinuidades, microfissuras, pontes de ligação e agentes cimentantes.

A microestrutura é uma característica importante dos solos, permitindo a compreensão e a previsão do comportamento mecânico dos solos argilosos, pois reflecte a sua história geológica, isto é, o ambiente de deposição, os processos e agentes de meteorização, os efeitos pós-deposicionais, etc. A estrutura e a composição granulométrica determinam a anisotropia inerente dos solos, estando a sua relevância presente em diferentes escalas, conforme a Figura 3.6.

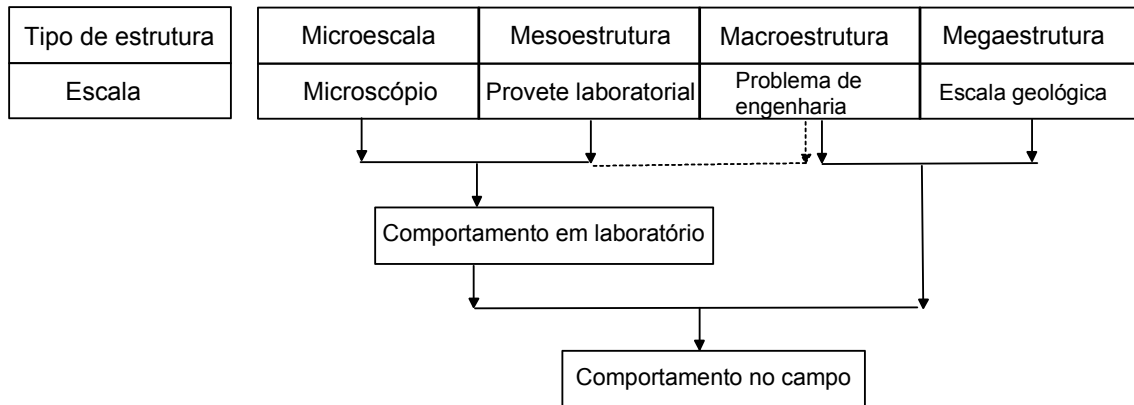


Figura 3.6 – Relação entre a estrutura e comportamento dos geomateriais segundo Picarelli, 1991 e D'Elia et al. (1996), (Adaptado de Hight e Leroueil, 2003).

3.2.1 Índices físicos

Como foi já referido, na estrutura do solo, só parte do volume é ocupado pelas partículas sólidas. O restante volume corresponde aos vazios, podendo estes estar total ou parcialmente preenchidos por água e/ou ar. O comportamento do solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases (sólidos, água e ar). São utilizadas diversas relações para expressar as proporções entre as fases, as quais definem índices utilizados na caracterização do estado físico do solo. Na figura 3.7a estão representados simplificadaamente as três fases que normalmente constituem os solos, ainda que em alguns casos, todos os vazios, possam estar preenchidos pela água. As fases estão separadas proporcionalmente aos volumes que ocupam (Fig. 3.7b), facilitando a definição dos índices físicos (Quadro 2.1).

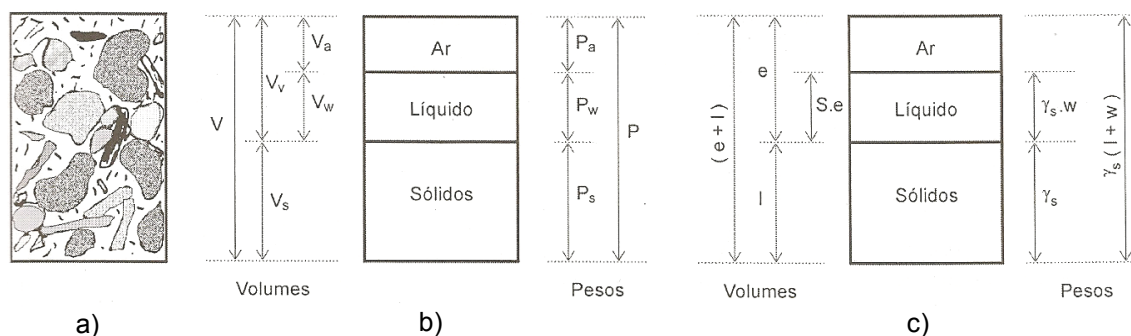


Figura 3.7 – Fases do solo; (a) No estado natural; (b) Separada em volumes; (c) Em função do volume de sólidos.

Quadro 3.1 – Relações entre as fases e definição dos índices físicos do solo

| Índice físico | Símbolo | Tipo de Relação | Definição | Unidade (S.I) | Observações |
|--------------------------------|-----------------------|-----------------|----------------------------------|-----------------|---|
| índice de vazios | e | volumes | V_v / V_s | adimensional | |
| porosidade | n | volumes | V_v / V | | em % |
| grau de saturação | S | volumes | V_v / V_w | | em % |
| teor de água | w | pesos | P_w / P_s | | em % |
| peso volúmico | γ | pesos/volumes | P / V | kN/m^3 | γ_{sub} (solo submerso) γ_d (solo seco) |
| peso volúmico dos sólidos | γ_s | pesos/volumes | P_s / V_s | kN/m^3 | |
| peso volúmico submerso | γ_{sub} | pesos/volumes | $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ | kN/m^3 | |
| densidade relativa dos sólidos | G_s | Pesos volúmicos | γ_s / γ_w | adimensional | |

É possível demonstrar que as relações que se estabelecem entre os vários índices físicos tornam necessário conhecer apenas três grandezas para a completa descrição do estado físico do solo. Na prática, procede-se à determinação experimental do teor de água, do peso volúmico do solo e da densidade relativa dos sólidos.

Tem sido desenvolvida uma estreita cooperação entre várias entidades nacionais, regionais e internacionais de normalização com o objectivo de serem estabelecidos procedimentos universais para a realização de ensaios. Os ensaios laboratoriais para a determinação do teor de água, do peso volúmico do solo e da densidade dos sólidos constam das especificações técnicas internacionais, em fase final de revisão, ISO/TS 17892-1:2004, ISO/TS 17892-2:2004 e ISO/TS 17892-3:2004, respectivamente.

Sendo um caso muito particular, dentro da generalidade dos solos, os solos moles com conteúdo de matéria orgânica caracterizam-se por apresentarem valores dos índices físicos que os diferenciam da grande maioria dos solos.

Com o aumento do teor de matéria orgânica, é frequente verificar-se uma diminuição do peso volúmico e da densidade das partículas sólidas, e um aumento do teor de água. Na Figura 3.7a ilustra-se a variação da densidade relativa dos sólidos com o teor de matéria orgânica, obtida por diferentes autores referidos por Lechowicz et al. (1996), onde se observa o comportamento atrás descrito, explicado pelo facto de, apesar de os constituintes da parcela orgânica serem também sólidos, serem contudo mais leves que as partículas sólidas inorgânicas.

Por outro lado, o conteúdo de matéria orgânica influencia o teor de água do solo no seu estado natural bem como o seu índice de vazios. Ao aumentar o conteúdo de matéria orgânica, a tendência será a do aumento do índice de vazios e, na presença de água, uma natural propensão para o aumento do teor de água. Um exemplo dessa relação é apresentada por Amaryan (1993), como se ilustra na Figura 3.8b. O mesmo autor refere que, no caso de solos altamente orgânicos, como é o caso das turfas, o aumento em 1% do conteúdo de matéria orgânica, na forma de partículas grosseiras dispersas, equivale a um aumento do teor de água que se pode situar entre 8% e 12%. É compreensível que o efeito combinado da redução da densidade dos sólidos e do aumento do índice de vazios, provocado pelo incremento da matéria orgânica, resulte num efeito global de redução do peso volúmico dos solos.

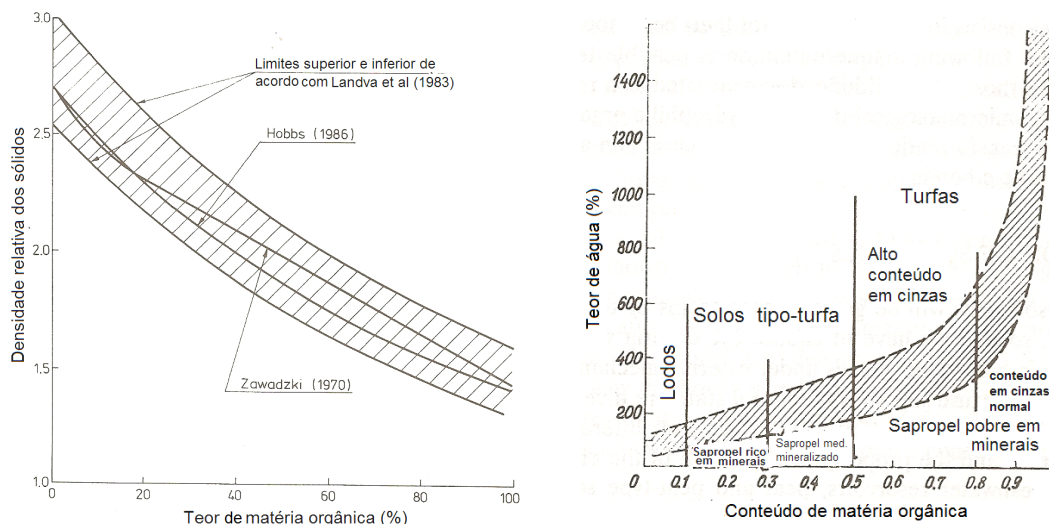


Figura 3.8 – Influência da matéria orgânica nos índices físicos dos solos. Fases do solo; (a): Na densidade relativa dos sólidos segundo vários autores (Lechowicz et al., 1996); (b): No teor de água (Amaryan, 1993)

Coelho (2000) salienta outro aspecto particular das propriedades físicas dos solos orgânicos, designadamente a invulgar variabilidade espacial das mesmas, a qual assume proporções muito superiores às vulgarmente encontradas num solo inorgânico. O mesmo autor justifica que tal comportamento é determinado pela distribuição irregular de matéria orgânica no solo, assim como pelas diferentes composições, origens e estados de decomposição que esta exhibe. Tendo observado igual comportamento, den Haan et al. (1995) sugerem que para melhor estudar as propriedades físicas de um solo orgânico, nomeadamente o teor de água e o índice de vazios, estas devam ser normalizadas relativamente ao teor de matéria orgânica.

3.2.2 Composição granulométrica

Os solos são constituídos por partículas com diferentes formas, tamanhos e em diferentes quantidades relativas. Em laboratório, a determinação da composição granulométrica faz-se através da classificação das partículas, dividindo-as em classes de diferentes dimensões, cujas proporções relativas em relação ao peso permitem construir uma curva de distribuição cumulativa das dimensões, isto é, a curva (de distribuição) granulométrica. A curva granulométrica representa a percentagem (em ordenadas) de partículas inferiores a determinada dimensão (em abcissas). Dada a variedade de dimensões presente nos solos, o gráfico é semilogarítmico e os diâmetros considerados são «equivalentes», pois evidentemente as partículas não são esféricas.

A separação granulométrica é realizada segundo dois processos: a peneiração e a sedimentação. A peneiração, feita com a utilização uma série de peneiros normalizada, promove a separação das partículas de dimensões iguais e superiores à dimensão silte. A técnica de sedimentação, baseada na Lei de Stokes, promove a separação das partículas finas a partir da sua precipitação no interior de uma suspensão. A Lei de Stokes postula que a velocidade de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso volúmico do material da esfera (γ_s), do peso volúmico do fluido (γ_w), da viscosidade do fluido (μ) e do diâmetro da esfera (D), de acordo com a expressão:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2 \quad [3.1]$$

Colocando uma certa quantidade de solo em suspensão em água destilada, previamente tratada com um agente antifloculante, as partículas cairão com velocidades proporcionais ao quadrado dos seus diâmetros. No instante em que a suspensão é colocada em repouso, apresenta uma densidade igual em toda sua profundidade. Quando as partículas maiores caem, a densidade na parte superior do recipiente diminui. Numa determinada profundidade, e num dado momento, a relação entre a densidade existente e a densidade inicial indica a percentagem de grãos com diâmetro inferior ao determinado pela Lei de Stokes. As densidades da suspensão são determinadas por um densímetro, que também indica a profundidade correspondente. O operador deve efectuar diversas leituras com o densímetro, em diversos intervalos tempo, que determinarão um igual número de pontos na curva granulométrica, complementando a

parte da curva obtida por peneiração. Importa reiterar que obviamente trata-se de diâmetros equivalentes, pois a forma das partículas afasta-se da forma esférica à qual se refere a Lei de Stokes.

Actualmente já é possível obter a distribuição granulométrica das partículas mais finas com a utilização de equipamentos automáticos. São designados por granulómetros e, nalguns casos, utilizando a tecnologia laser, são analisadores por excelência da distribuição granulométrica de partículas finas inorgânicas, em regra com diâmetros esféricos equivalentes $<100\text{ }\mu\text{m}$, em especial as com formas irregulares (laminares, por exemplo).

As dimensões que limitam a definição de cada uma das classes granulométricas diferem de acordo com os sistemas de classificação de solos padronizados em diferentes países (Fig. 3.9). Contudo, têm sido desenvolvidos esforços entre as entidades da especialidade para o estabelecimento e a prática de ensaios para determinação da distribuição granulométrica de acordo com uma norma internacional. Com este objectivo, existe a especificação técnica internacional, «ISO/TS 17892-4:2004 Geotechnical investigation and testing -- Laboratory testing of soil -- Part 4: Determination of particle size distribution», em fase final de revisão. A especificação recomenda o pré-tratamento das amostras de solos com conteúdo de matéria orgânica e compostos carbonatados, com peróxido de hidrogénio e com ácido clorídrico, respectivamente, para a remoção daqueles constituintes.

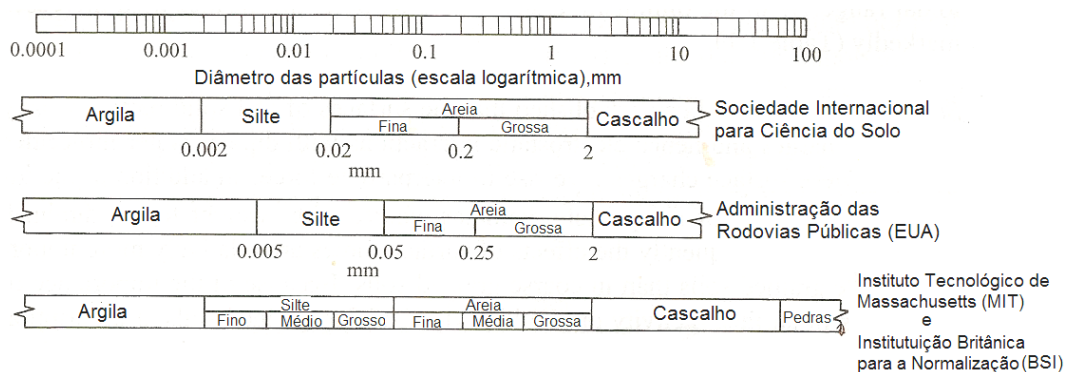


Figura 3.9 – Classes granulométricas segundo várias normas (Adaptado de Nagaraj e Miura, 2001).

A combinação entre o posicionamento da curva granulométrica relativamente às classes granulométricas e a forma da própria curva permitem determinar se esta é bem ou mal graduada ou calibrada, isto é, de granulometria extensa ou não, e em certa medida, prever o comportamento mecânico dos solos ditos granulares, para os quais existe uma

relação mais directa entre o referido comportamento e dimensão das partículas. Contudo, o comportamento mecânico dos solos é também influenciado por outros factores, nomeadamente a mineralogia, a estrutura e a história geológica. No caso particular dos solos eminentemente argilosos, mais do que pela composição e distribuição granulométrica, o comportamento mecânico é controlado pela consistência plástica, muito dependente da mineralogia.

3.2.3 Composição química e mineralógica

Para enquadramento, deve ser tida em consideração a abordagem feita no capítulo 2 sobre a importância da fracção argilosa e da sua mineralogia.

Os minerais são corpos naturais sólidos e cristalinos formados em resultado da interacção de processos físico-químicos em ambientes geológicos. Cada mineral é classificado e denominado não apenas com base na sua composição química, mas também na estrutura cristalina dos elementos que a compõem. Em resultado dessa distinção, materiais com a mesma composição química podem ser constituídos por minerais totalmente distintos em resultado de meras diferenças estruturais na forma como os seus átomos ou moléculas se arranjam espacialmente. Os minerais variam na sua composição, formados por um só elemento químico, ou por compostos mais ou menos complexos.

As propriedades físicas dos minerais resultam essencialmente das suas características estruturais. Na maioria das vezes, essas propriedades, e a utilização de tabelas adequadas, são suficientes para uma correcta identificação. Quando tal não é possível, ou quando um elevado grau de ambiguidade persiste, a identificação é realizada a partir de técnicas de caracterização estrutural, como por exemplo, a difracção de raios-X, e a partir de técnicas de caracterização química, como por exemplo, a fluorescência de raios-X, a espectrofotometria de chama, a espectroscopia de absorção atómica. Quando são pretendidos estudos mais detalhados sobre o comportamento dos minerais constituintes da argila é frequente a determinação da capacidade de troca catiónica (Cation Exchange Capacity – CEC) e da superfície específica (SE). Modernamente todos esses estudos podem ser complementados com a utilização da microscopia electrónica de varrimento para determinar as formas e modos de associação das partículas.

Não sendo possível, no âmbito do presente trabalho, uma descrição detalhada sobre cada uma das técnicas acima referidas, far-se-á uma abordagem resumida sobre algumas delas. Gomes (1988, 2002), por exemplo, trata o tema aprofundadamente.

A difracção de raios-X (DRX) é usada para obter características importantes sobre a estrutura de quaisquer substâncias cristalinas, elementos ou compostos. Os raios-X são radiações electromagnéticas com comprimentos de onda à volta de 1 Å, ou seja da mesma ordem de grandeza dos átomos. Estes raios situam-se, na faixa do espectro electromagnético, entre os raios gama e os raios ultravioletas. Ao atingirem um material, os raios-X, podem ser espalhados elasticamente, sem perda de energia pelos electrões de um átomo (dispersão ou espalhamento coerente). Após a colisão com o electrão, o fóton de raios-X muda de trajectória, mantendo porém a mesma fase e a energia do fóton incidente. Sob o ponto de vista da física ondulatória, pode-se considerar que a onda electromagnética é instantaneamente absorvida pelo electrão e reemitida; cada electrão actua portanto como um centro de emissão de raios-X. Se os átomos que geram este espalhamento estiverem arranados de maneira sistemática como numa estrutura cristalina (Fig. 3.10a), apresentado entre eles distâncias próximas ao do comprimento de onda da radiação incidente, verifica-se que as relações de fase entre os espalhamentos tornam-se periódicas e que os efeitos de difracção dos raios-X podem ser observados em vários ângulos (Khan, 1999).

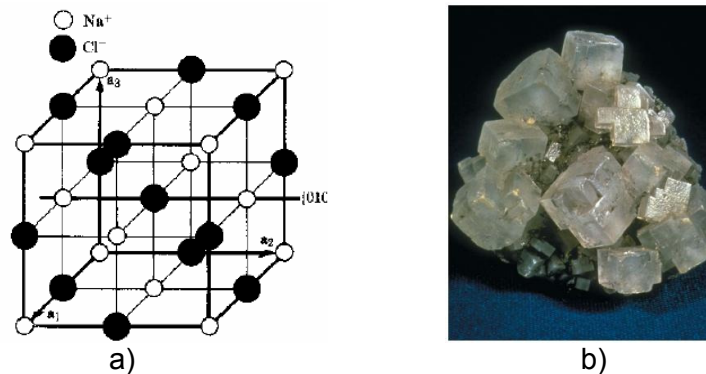


Figura 3.10 – Estrutura cristalina do cloreto de sódio (NaCl), cuja morfologia externa está relacionada com o arranjo atómico (iónico) da estrutura cristalina; (a) Arranjo regular dos iões Na^{+1} e Cl^{-1} ; (b) Cristais de NaCl, (Adaptado de Khan, 1999)

Considerando dois ou mais planos atómicos de uma estrutura cristalina (Fig. 3.11), as condições para que ocorra a difracção de raios-X (interferência construtiva ou uma mesma fase) dependerão da diferença de distâncias percorridas pelos raios-X e o comprimento de onda da radiação incidente. Esta condição é expressa pela lei de Bragg, ou seja:

$$n\lambda = 2d \sin \theta \quad [3.2]$$

em que λ é o comprimento de onda da radiação incidente, n um número inteiro (ordem de difracção), d a distância interplanar para o conjunto de planos «hkl» (índices de Miller) da estrutura cristalina e θ é o ângulo de incidência dos raios-X (medido entre o feixe incidente e os planos cristalinos).

As amostras a utilizar podem ser cristais únicos ou pós microcristalinos. Os valores de 2θ para os quais ocorrerão as difracções são determinados pelas dimensões da célula unitária do mineral. A intensidade difractada, dentre outros factores, é dependente do número de electrões no átomo; adicionalmente, os átomos são distribuídos no espaço, de tal forma que os vários planos de uma estrutura cristalina possuem diferentes densidades de átomos e electrões, fazendo com que as intensidades difractadas sejam, em consequência, distintas para os diversos planos cristalinos. Os planos que intersectam zonas de grande densidade de electrões, exibirão difracções de grande intensidade e, pelo contrário, os planos com baixa densidade de electrões exibirão difracções de baixa intensidade.

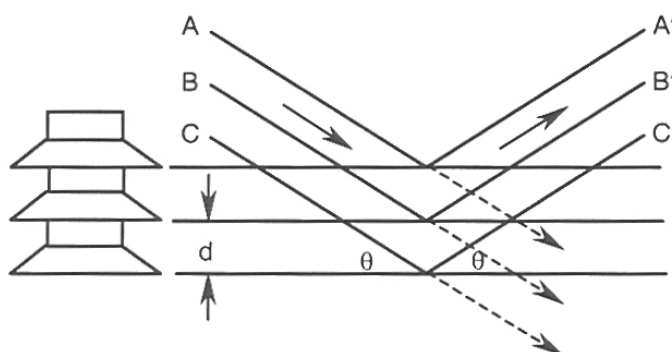


Figura 3.11 – Difracção de raios-X e aplicação da Lei de Bragg (Aysen, 2002).

O espectro de difracção típico corresponde à representação gráfica das difracções ou difusões *versus* os ângulos 2θ (Fig. 3.12). Os valores de 2θ correspondentes aos máximos de difracção dependem do comprimento de onda do ânodo (Cu, Co; Fe) do tubo de raios-X, razão pela qual, usualmente, a posição do pico é reduzida ao espaço interplanar d que corresponde as dimensões elementares do plano responsável pela difracção. O valor de d depende apenas da forma da célula unitária e é determinado pela lei de Bragg, dada pela equação [3.2]. Cada difracção fica completamente definida depois de conhecido o valor da distância d , a intensidade (área sob o pico) e os índices de Miller do plano responsável pela difracção com as quais é possível determinar a dimensão da célula unitária. Os planos de difracção e as respectivas distâncias

interplanares, bem como a densidade de átomos (electrões ao longo de cada plano cristalino, são características específicas e únicas de cada substância cristalina, da mesma forma que o padrão difractométrico por ela gerada (equivalente a uma impressão digital). Os equipamentos para a aplicação da técnica DRX são denominados difractómetros de raios-X.

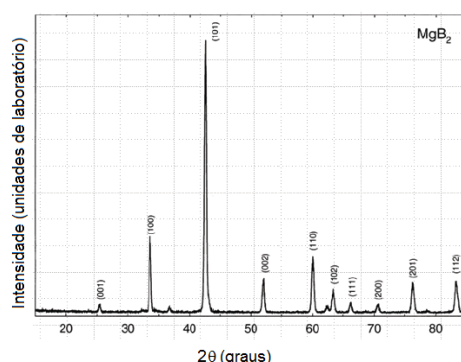


Figura 3.12 – Exemplo de difractograma de uma amostra pulverizada de MgB_2

Existe uma entidade internacional denominada «International Center Diffraction Data (ICDD)», com sede nos EUA, que é responsável pela manutenção de uma base de dados dos modelos de difracção de compostos orgânicos e inorgânicos cristalinos, bem como informações cristalográficas básicas desses mesmos, sendo que as mais importantes para fins de identificação de um composto cristalino são as distâncias interplanares e as intensidades difractadas normalizadas (relativas a 100%) para vários planos (hkl) que difractam construtivamente os raios-X. Khan (1999) refere que a partir da década de 90 do século passado, o auxílio de microcomputadores permitiu o emprego de sistemas automáticos na identificação das fases cristalinas por DRX.

Por parecer ocorrer uma reflexão nos planos da rede cristalina, quando o feixe directo é desviado de um ângulo de 2θ em relação à direcção original, os feixes difractados são muitas vezes referidos como «reflexões». Tendo por base esta designação os valores dos poderes reflectores de alguns minerais, para agregados orientados e não orientados são utilizados em análises semi-quantitativas, por exemplo, de minerais argilosos e de outros minerais que associados a eles ocorrem em argilas e solos argilosos. Os valores típicos do poder reflector de alguns agregados de minerais constam dos Quadros 3.2 e 3.3 (Gomes, 1988; 2002; Rocha, 1993).

A capacidade de troca catiónica (CTC) de uma argila define-se como a quantidade máxima de qualquer catião que essa argila pode adsorver, sendo normalmente expressa em miliequivalentes por 100 gramas de amostra seca (meq/100g).

Quadro 3.2 – Poderes reflectores de agregados não orientados

| Mineral | Reflexão d (Å) | Poder reflector | Mineral | Reflexão d (Å) | Poder reflector | Mineral | Reflexão d (Å) | Poder reflector |
|----------------|----------------|-----------------|-------------|----------------|-----------------|-----------|----------------|-----------------|
| Gibbsite | 4,85 | 1,5 | Anatase | 3,52 | 1 | Siderite | 2,79 | 1 |
| Filossilicatos | 4,45 | 0,2 | Anidrite | 3,49 | 1,5 | Magnesite | 2,74 | 0,5 |
| Quartzo | 4,26 | 1,5 | Feldspato K | 3,24 | 1 | Pirite | 2,71 | 2 |
| Goethite | 4,18 – 4,15 | 1,3 | Plagiocase | 3,18 | 1 | Hematite | 2,69 | 0,5 |
| Opala C/CT | 4,0 – 4,1 | 0,5 | Calcite | 3,04 | 1 | | | |
| Zeólitos | 3,96 | 0,8 | Dolomite | 2,89 | 1 | | | |

Quadro 3.3 – Poderes reflectores de agregados orientados.

| Mineral | Reflexão, d (Å) | Poder reflector |
|----------------------------|-----------------|-----------------|
| Esmectite (após expansão) | 17 | 4 |
| Vermiculite | 14 | 0,5 |
| Clorite (após aquecimento) | 14 | 1,5 |
| Illite | 10,10 | 0,5 |
| Caulinite | 7,15 | 1 |

Grim (1968) e Gomes, 1988; 2002) referem que os minerais argilosos possuem capacidade de troca de iões que se encontram fixos, quer à superfície dos seus cristais, quer situados nos espaços inter-camadas estruturais, ou ainda localizados noutros espaços interiores mas acessíveis das estruturas, por outros existentes em soluções aquosas com as quais estão em contacto, ou até mesmo em ambientes não aquosos, como suspensões com altas concentrações.

A CEC de um solo é fundamentalmente determinada pelas suas quantidades de fracção argila e de matéria orgânica. Quanto maior a percentagem de argila e o conteúdo de matéria orgânica, maior a capacidade de troca catiónica. Aos diferentes minerais argilosos correspondem igualmente diferentes valores de CEC (Quadro 3.4).

Destacam-se, pela sua grande utilização, dois métodos laboratoriais para a determinação da CEC, tendo ambos como princípio a saturação da argila com um determinado catião, determinando-se, de seguida, de forma analítica, a quantidade fixada desse catião: a determinação da CEC utilizando o acetato de amónio e utilizando o azul-de-metileno.

A técnica com o acetato de amónio permite calcular a capacidade de troca catiónica total e identificar os catiões trocáveis. Esta metodologia consiste em deslocar os catiões

originais das superfícies do mineral argiloso pelo ião sódio (Na^+) mediante o tratamento da amostra com solução 1N de acetato de sódio neutro. Em seguida, o ião Na^+ é deslocado pelo ião NH_4^{4+} através do tratamento com solução 1N de acetato de amónio. Após um período de interacção físico-química o solo é separado da solução utilizando uma centrífugadora. Finalmente as soluções são analisadas quimicamente, determinando-se na primeira os possíveis catiões deslocados pelo sódio, e na segunda a quantidade de sódio catiónico.

A técnica do azul-de-metileno é bastante utilizada para a determinação da CEC e da superfície específica de solos argilosos e minerais argilosos, dada a sua rapidez, simplicidade e boa reprodutibilidade. Esta metodologia (*in* Gomes, 1988; 2002) baseia-se no facto de o azul-de-metileno [$\text{C}_{16}\text{H}_{18}\text{N}_3\text{SCI}(3\text{H}_2\text{O})$], quando em solução aquosa ou etanólica e em contacto com materiais superficialmente carregados negativamente, ter as suas moléculas rapidamente absorvidas mediante um mecanismo de troca iónica irreversível. Devido ao tamanho do catião, a velocidade de absorção decresce à medida que as posições de troca vão sendo preenchidas. O ensaio consiste na titulação de uma suspensão do solo, destorreado e passado ao peneiro ASTM #40 (0,425 mm), com uma solução de azul-de-metileno. A superfície específica é calculada a partir do volume gasto para saturar a superfície da amostra. A dosagem (volume final de azul de metileno) baseia-se na adição sucessiva de 1ml de solução na suspensão até que as partículas se encontrem saturadas por uma monocamada do azul-de-metileno, que se caracteriza pelo acto de pingar uma gota da suspensão sobre um papel-filtro, Whatman nº 40, e se observar a formação de uma auréola azul-clara ao redor da porção sólida.

Quadro 3.4 – Capacidade de troca catiónica de vários minerais (Gomes, 1988)

| Mineral | CEC (meq/100g) |
|---------------------------------|-------------------|
| Caulinite (após expansão) | 3 - 15 |
| Haloisite $2\text{H}_2\text{O}$ | 10 - 40 |
| Illite | 10 - 50 |
| Clorite | 10 - 50 |
| Vermiculite | 100 - 200 |
| Montorilonite | 80 - 200 |

A superfície específica (SE) de uma argila ou mineral argiloso é definida como sendo a área da superfície externa e interna das partículas constituintes por unidade de massa,

expressa m^2/g . Dois dos métodos de referência para a determinação de SE. Um método de referência é o denominado método BET (Burnaeur-Emmet-Teller), introduzido em 1938, fundamentado na adsorção isotérmica de N_2 e na correspondente equação de BET e o método de adsorção pelo azul-de-metileno (acima referido). Neste último método, conhecidas as dimensões da molécula de azul-de-metileno, e admitindo ser molecular a camada adsorvida, a superfície específica das partículas absorventes pode ser estimada, considerando que área específica do azul-de-metileno é de 107 \AA , segundo a relação:

$$SE = \frac{V_d}{c} \times 6,45 \text{ (m}^2/\text{g)} \quad [3.3]$$

onde V_d , expresso em cm^3 , é o volume de azul-de-metileno 0,01M correspondente ao ponto de viragem e c é a massa da argila em expressa em gramas (g).

A universalização dos procedimentos para a determinação da composição química e mineralógica dos solos é cada vez mais uma realidade, e resulta da colaboração entre vários organismos nacionais e regionais sob a égide da Sociedade Internacional de Normalização (ISO). No quadro 3.5 são referidas algumas normas, e seus estados de implementação, abrangendo os ensaios atrás referidos e outros.

Quadro 3.5 – Documentos normativos ISO e estado de implementação

| Norma | Designação | Estado de implementação |
|------------------|--|-------------------------------|
| ISO 11464:2006 | Soil quality -- Pretreatment of samples for physico-chemical analysis | Norma internacional publicada |
| ISO 15470:2004 | Surface chemical analysis -- X-ray photoelectron spectroscopy -- Description of selected instrumental performance parameters | Revisão |
| ISO 23470:2007 | Soil quality -- Determination of effective cation exchange capacity (CEC) and exchangeable cations using a hexamminecobalt trichloride solution | Norma internacional publicada |
| ISO 13536:1995 | Soil quality -- Determination of the potential cation exchange capacity and exchangeable cations using barium chloride solution buffered at pH = 8,1 | Norma confirmada após revisão |
| ISO 14869-2:2002 | Soil quality -- Dissolution for the determination of total element content -- Part 2: Dissolution by alkaline fusion | Norma confirmada após revisão |

3.2.4 Teor de matéria orgânica

No presente contexto, considera-se que a matéria orgânica do solo é constituída por restos de plantas e de outros seres vivos, parcial ou completamente decompostos, em virtude da actividade da biofauna do solo.

Importa distinguir que, do ponto de vista pedológico, o «húmus» consiste na parte da matéria orgânica bem decomposta, com um elevado grau de estabilidade e na qual não se reconhecem os materiais que lhe deram origem e é principalmente no húmus que residem as propriedades coloidais da matéria orgânica, possuindo uma capacidade de troca catiónica muito superior à da argila (matéria mineral).

Tal como discutido anteriormente, o conteúdo de matéria orgânica influencia de maneira decisiva o comportamento do solo. A quantificação da matéria orgânica faz-se normalmente mediante a determinação do teor de matéria (TMO), obtido experimentalmente em laboratório. O TMO é determinado após um processo de eliminação da matéria orgânica presente no solo e corresponde à relação entre o peso da matéria orgânica e o peso inicial dos sólidos. O teor de matéria orgânica é pois determinado por combustão da matéria orgânica, em ambiente seco ou húmido.

Actualmente o método considerado mais eficaz para fins de engenharia é o da perda de massa por ignição (PMI), realizado em ambiente seco, no qual, após secagem prévia à uma temperatura de referência, determina-se a massa da amostra (m_1). De seguida a amostra é submetida a uma alta temperatura (temperatura de ignição), normalmente entre os 400°C e os 900°C e, após arrefecimento, determina-se novamente a sua massa (m_2). Nestas condições, o teor de matéria orgânica do solo, expresso em percentagem, é dado pela expressão:

$$\text{TMO} = \frac{m_1 - m_2}{m_1} \times 100 \quad [3.4]$$

Tratar-se-á sempre duma avaliação mais ou menos aproximada, pois existem opiniões divergentes acerca das temperaturas e dos tempos de ignição a utilizar, pois, se por um lado as temperaturas mais altas, além da matéria orgânica, promovem também a eliminação de componentes minerais do solo, por outro lado, são necessárias temperaturas altas para garantir a completa eliminação da matéria orgânica. Os erros associados a determinação do TMO pelo método PMI aumentam com a quantidade de componentes minerais presentes, especialmente quando o solo contém carbonatos e sulfatos. Coelho (2000) refere que os erros associados à utilização do método envolvem,

entre outros, a consideração do peso de cinza resultante da ignição da matéria orgânica como peso relativo aos sólidos inorgânicos, a eliminação de carbonatos e, sobretudo, a remoção de água de hidratação associada a estrutura química das partículas, nomeadamente as argilosas (desidratação dos minerais argilosos). O mesmo autor apresenta um conjunto de soluções propostas por diversos autores (Quadro 3.6) com o objectivo de minimizar os erros, especificando em cada caso as temperaturas de ignição e de referência a utilizar e alguns factores correctivos a aplicar aos resultados obtidos.

Al-Khafaji et al. (1981), segundo Coelho (2000), após terem ensaiado misturas de fibras orgânicas, com caulinite, montmorilonite e solos naturais orgânicos aconselham no caso dos solos à realização da ignição a uma temperatura de 400°C, durante pelo menos 12 horas, assim como a aplicação de uma pequena correcção aos resultados obtidos para ter em conta as perdas por desidratação, as quais, independentemente do tipo de mineral argiloso presente, se reduzem a cerca de 2% do peso. Nestas condições, o teor de matéria orgânica é calculado utilizando a expressão:

$$TMO = 1 - 1,02 \times \frac{m_{s(400^{\circ}C)}}{m_{s(105^{\circ}C)}} \quad [3.5]$$

sendo $m_{s(400^{\circ}C)}$ e $m_{s(105^{\circ}C)}$ as massas do solo às temperaturas de ignição e de referência, respectivamente. Porém, Escosteguy et al. (2007) estudaram o comportamento de solos argilosos orgânicos, e observaram que na presença de montmorilonite sódica, esse aluminossilicato hidratado perde água da estrutura mineralógica entre os 150°C e os 250°C e, quando rica em cálcio, aquela perda ocorre entre 250°C e os 350°C e, ainda segundo os mesmos autores, este comportamento é corroborado por estudos anteriores de Schulte & Hopkins (1996).

Outro método para determinação do teor de matéria orgânica é o método colorimétrico, no qual uma amostra de solo seca é pulverizada e misturada com uma solução de dicromato de potássio. De seguida é adicionado ácido sulfúrico concentrado que promove a combustão da matéria orgânica em ambiente húmido. Na oxidação do carbono orgânico pelo dicromato, a coloração do fluido de oxidação altera-se de laranja para verde. A determinação do conteúdo de matéria orgânica é obtida com recurso a um colorímetro. As principais fontes de erro apontadas ao método estão relacionadas com a quantidade relativamente pequena de amostra utilizada e com o facto de o factor de conversão usado no cálculo do conteúdo de matéria orgânica, a partir do carbono orgânico, ser algo variável. Normalmente considera-se que a matéria orgânica contém

58% de carbono orgânico. A acrescentar às críticas ao método, Coelho (2000) refere que o tratamento com ácido para eliminação dos sulfidos pode conduzir à redução da matéria orgânica presente.

Um terceiro processo de determinação do teor de matéria orgânica é a oxidação húmida, a qual consiste na oxidação da matéria orgânica por peróxido de hidrogénio (H_2O_2) ou, água oxigenada a 20 volumes. A reacção de oxidação revela-se com a formação de uma espuma, libertação de gás e aquecimento do recipiente que contém a mistura. O valor de TMO dado em percentagem é calculado pela relação entre as massas antes e após tratamento. Soares (1995) utilizou o método e, em comparação com os resultados do método de perda de massa por ignição, concluiu que a oxidação com H_2O_2 fornece valores consideravelmente mais baixos, justificando o facto com a eventual menor capacidade de acção da água oxigenada na decomposição dos resíduos de plantas e das fibras orgânicas.

Quadro 3.6 – Características de diversas variantes do método de perda de massa por ignição (Coelho, 2000)

| Autor | Ano | Ref. Bibliográfica | T_{ref} (°C) | $T_{ignição}$ (°C) | Observações |
|------------|------|--------------------|-------------------|-----------------------|---|
| Keeling | 1962 | Franklin, 1973 | 100 | 375 (16h) | - |
| Arman | 1969 | Franklin, 1973 | 100 | 450 (5h) | - |
| Skempton | 1970 | Al-Khafaji, 1981 | 105 | 550 | Perdas por hidratação $\approx 3,8\%$ |
| Arman | 1970 | Al-Khafaji, 1981 | 105 | 440 | - |
| Franklin | 1973 | Franklin, 1973 | 105 | 400 - 450 | Ignição até peso constante |
| Kédzi | 1980 | Kédzi, 1980 | 50 | 600 (2-3h) | - |
| Al-Khafaji | 1981 | Al-Khafaji, 1981 | 105 | 400 (12h) | Correcção da desidratação. 2% das perdas |
| Betelev | 1995 | Betelev, 1995 | 105 | 550 ± 50 (3h) | Aplicável a solos com $TMO \geq 15\%$ |

Lechowicz et al. (1996) referem que no caso dos solos altamente orgânicos, ao invés do conteúdo de matéria orgânica, é frequente considerar o teor de cinzas, TC, dado pela reformulação da expressão [3.4] para a forma:

$$TC = \frac{m_2}{m_1} \times 100 \quad [3.6]$$

A necessária universalização de procedimentos para a determinação do teor de matéria orgânica consta das normas ISO mencionadas no Quadro 3.7 que contemplam alguns dos ensaios acabados de referir.

Quadro 3.7 – Normas ISO para a determinação do TMO e seus estados de implementação

| Norma | Designação | Estado de implementação |
|----------------|--|-------------------------------|
| ISO 10694:1995 | Soil quality -- Determination of organic and total carbon after dry combustion (elementary analysis) | Norma internacional publicada |
| ISO 10693:1995 | Soil quality -- Determination of carbonate content -- Volumetric method | Revisão |
| ISO 14235:1998 | Soil quality -- Determination of organic carbon by sulfochromic oxidation | Norma internacional publicada |

3.2.5 Teor de carbonatos

O conteúdo de carbonatos dos solos é normalmente determinado por combustão em ambiente húmido por acção de um ácido, geralmente o ácido clorídrico ou ácido acético. São também utilizados outros métodos de combustão húmida nos quais o teor de carbonatos é determinado a partir da medição da quantidade de dióxido de carbono produzida. É possível ainda determinar o teor de carbonatos por comparação das perdas de massa, entre amostras submetidas à ignição à temperatura de 900°C com amostras no estado natural e com amostras com remoção prévia de carbonatos por tratamento com ácido clorídrico. Outra alternativa, segundo Lechowicz et al. (1996), é a comparação das perdas de massa por ignição a 500 °C e a 900 °C De acordo com este autor, na maioria desses ensaios é assumido que os todos os carbonatos são carbonatos de cálcio, o que torna aos resultados críticos quando na presença considerável de minerais como a dolomite ou a siderite.

3.2.6 Limites de consistência

Em 1911, o engenheiro químico sueco Atterberg, investigador do comportamento dos solos sob a perspectiva agronómica, propôs a introdução do conceito de limites de consistência e ensaios para a sua determinação. Em 1926, Terzaghi reconheceu neles um potencial de aplicação à Mecânica dos Solos e, inicialmente em 1932, e posteriormente em 1958, Casagrande adaptou o conceito e estabeleceu as normas dos procedimentos experimentais para a sua aplicação a este campo da Engenharia Civil (Nagaraj e Miura, 2001; Sousa Pinto, 2000 e Coelho, 2000).

Os limites de consistência (também designados por limites de Atterberg) permitem descrever o modo como varia a consistência dos solos completamente remexidos com

um determinado teor de água. Os limites de consistência são teores de água, sendo que, o limite de liquidez, w_L , denota a transição de um estado de consistência líquido para um estado de consistência plástico; o limite de plasticidade, w_P , denota a transição de um estado de consistência plástico para um estado de consistência plástico semi-sólido; o limite de retracção, w_S , é o limite para o qual uma redução adicional do teor de água resulta numa intrusão do ar no espaço poroso do solo sem que se verifique uma redução adicional do volume do solo. Deve ser referido que, em termos reológicos, todas essas transições não ocorrem de forma abrupta, mas de forma gradual, tornando, assim, empírica a definição dos limites. Porém, este facto não desvaloriza a sua utilidade, pois representam índices comparativos.

A diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade, que indica o intervalo de teores de água em que o solo exhibe comportamento plástico, é definido como índice de plasticidade, $I_P = w_L - w_P$ (Fig. 3.13).

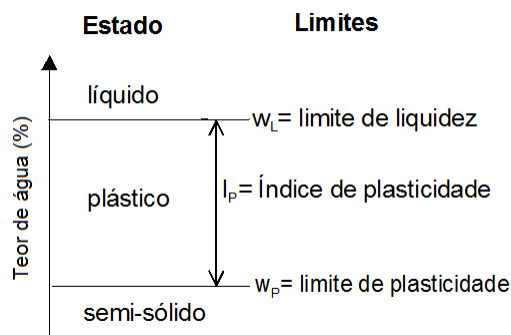


Figura 3.13 – Limites de consistência dos solos.

O comportamento mecânico dos solos finos predominantemente argilosos é fortemente condicionado pelos seus limites de consistência. A fracção fina dos solos caracteriza-se por apresentar partículas com diferentes superfícies específicas, não raras vezes com valores muito elevados. Ora, na presença de água, o comportamento de partículas com superfícies específicas tão diferenciadas é também ele muito diferenciado. Deve ainda ser tido em consideração que as partículas dos minerais argilosos apresentam diferentes estruturas mineralógicas e catiões adsorvidos, o que explica o facto de, para a mesma percentagem da fracção argila, o solo poder exhibir um comportamento diferente. Nagaraj e Miura (2001) referem que, no essencial, os limites de consistência representam a manifestação dos efeitos de superfície no estado do solo correspondente aos correspondentes teores de água.

O limite de liquidez pode ser determinado pelo método desenvolvido por Casagrande em

1932, com recurso a um equipamento designado por concha de Casagrande. Neste contexto, o limite de liquidez é definido como o teor de água do solo para o qual, após devidamente colocado na concha, um sulco feito requer 25 pancadas para se fechar numa extensão de aproximadamente 1 cm, como ilustrado na Figura 3.14a. É normalmente necessário realizar diversas tentativas, para diferentes teores de água do solo, registando-se o número de pancadas para que o sulco se feche na extensão referida, obtendo-se o valor de w_L por interpolação dos resultados, num gráfico semilogarítmico com representação dos teores de água em escala linear e do número de pancadas em escala logarítmica.

São frequentemente apontadas algumas limitações ao método, nomeadamente a sua forte dependência relativamente à sensibilidade e experiência do operador. O factor humano é assim o mais crítico, pois, apesar da feitura do sulco ser conseguida com a utilização de uma peça de dimensões padronizadas, o riscador, não é muito improvável que a quantidade de amostra, sua forma de colocação na concha e até mesmo a cadência das pancadas (ainda que sugeridas na norma) não sejam sempre idênticas com o mesmo operador e, tanto mais, entre vários operadores.

Alternativamente, e ainda durante o período de grande universalização do método de Casagrande, foi desenvolvido um outro equipamento para a determinação do limite de liquidez. Trata-se do cone-penetrómetro. Hansbo (1957), segundo Nagaraj e Miura (2001), refere que o método do cone-penetrómetro, desenvolvido na Suécia, teve por base o princípio e o equipamento utilizados no ensaio de dureza de Brinell, aplicado à ciência dos materiais. Consideradas as diferenças, o equipamento aplicado à Mecânica do Solos é ilustrado na Figura 3.14b. No ensaio, o cone, com 0,78N de peso e um ângulo apical de $30 \pm 1^\circ$, com possibilidade se movimentar apenas na direcção vertical, é inicialmente colocado com a sua ponta em contacto com a superfície regularizada da amostra que preenche o recipiente, também de dimensões normalizadas, após ser completamente remexida com um determinado teor de água. O cone é de seguida libertado. Ao cair, o peso próprio da ponteira cónica promove a sua penetração na amostra. Considera-se que o limite de liquidez é o teor de água para o qual corresponde uma penetração, d , de 20mm ao fim de $5 \pm 0,5$ segundos. O valor é interpolado graficamente após serem ensaiados normalmente quatro provetes do solo em estudo.

Um número crescente de investigadores tem defendido a maior fiabilidade dos valores obtidos pelo cone penetrómetro em detrimento da concha de Casagrande. Nagaraj e Miura (2001) e Coelho (2000) baseados nos trabalhos de autores de diversas regiões do mundo, com experiências em diferentes tipos de solos argilosos, enumeram uma série

de vantagens do cone penetrómetro em relação à concha de Casagrande, destacando a sua maior reprodutibilidade, maior insensibilidade ao desempenho do operador, maior eficácia na obtenção do limite de liquidez em solos de muito baixa plasticidade, menor susceptibilidade às variações das características do equipamento e redução, ainda que não muito significativa, do tempo de execução.

Porém, na comparação entre os métodos também são destacadas algumas dificuldades associadas ao cone penetrómetro, designadamente a necessidade de maior quantidade de solo, os problemas inerentes à colocação do solo no recipiente para evitar formação de bolhas de ar no interior da massa de solo, a nem sempre fácil regularização da superfície da amostra e a possível afectação, em certas condições, pela secagem do solo à superfície.

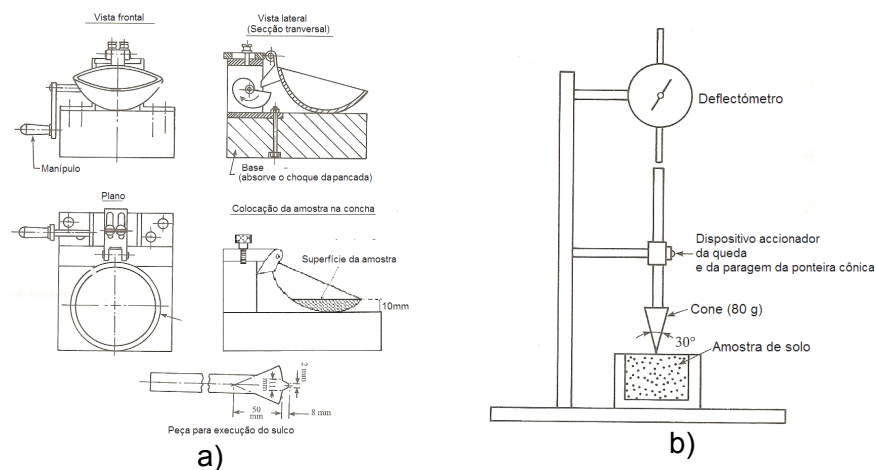


Figura 3.14 – Equipamentos para determinação do limite de liquidez: (a) Concha de Casagrande (adaptado de Nagaraj e Miura, 2001 e de Bardet, 1996); (b): Cone penetrómetro (adaptado de Nagaraj e Miura, 2001)

Coelho (2000), ao referir considerações feitas por Kédzi (1980), indicia pouco convencimento de que, sob o ponto de vista da dependência do factor humano, o cone-penetrómetro constitua uma alternativa eficaz à concha de Casagrande, elegendo, entretanto, como mérito indiscutível do cone-penetrómetro, a possibilidade de obter com maior facilidade os limites de liquidez de solos de muito baixa plasticidade. Estes solos são muito difíceis de ensaiar na concha de Casagrande devido à tendência para o escorregamento na fase de regularização da amostra na concha, o que, no limite, pode conduzir à sua incorrecta classificação como solos não plásticos.

Têm sido realizados estudos com o objectivo de desenvolver correlações entre os resultados obtidos pelo métodos da concha de Casagrande e do cone penetrómetro, $w_{L\{CC\}}$ e $w_{L\{CP\}}$, respectivamente. Coelho (2000) faz alusão, por exemplo, aos trabalhos de Sampson (1984), que analisou 98 amostras de 24 solos diferentes e de Ladeira e Oliveira (1995), que analisaram 15 solos inorgânicos portugueses, comentando o autor que as expressões obtidas em ambos os casos (Quadro 3.8) requererem prudência na sua aplicação devido ao facto de os valores correctivos, (+4) e (+3), respectivamente, resultarem de análises estatísticas, pois, na verdade, os resultados dos estudos apresentam uma grande dispersão.

Entende-se serem particularmente relevantes os desenvolvimentos apresentados por Feng (2000, 2001). Feng (2000) estudou o comportamento de 26 amostras (22 solos naturais, 2 bentonites e 2 caulinos), tendo a grande maioria dos dados sido coligida da literatura. Os solos naturais estudados têm origem em diversos países, nomeadamente Austrália, Noruega, Reino Unido, Taiwan e Indonésia, destacando-se a verificação de que, à semelhança do que fora já defendido por outros investigadores citados pelo autor (Karlsson, 1961; Wasti e Bezirci, 1986 e Harison, 1988), a representação semilogarítmica da variação da penetração com o teor de água é acentuadamente não linear para penetrações entre os 5 e os 25mm.

Quadro 3.8 – Correlações entre $w_{L\{CC\}}$ e $w_{L\{CP\}}$, segundo Sampson (1984) e Ladeira e Oliveira (1995). (Adaptado de Coelho, 2000).

| Expressão | Valor de correcção mínimo | Valor de correcção máximo | Referência |
|---------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| $w_{L\{CP\}} = w_{L\{CC\}} + 4$ | -1 | +9 | Sampson (1984) |
| $w_{L\{CP\}} = w_{L\{CC\}} + 3$ | -1 | +7 | Ladeira e Oliveira (1995) |

Tal como se observa na Figura 3.15a, Feng (2001) mostrou que na representação dos resultados do ensaio com o cone penetrómetro (0,78N e 30°) num gráfico bilogarítmico, Log d *versus* Log w, a curva de fluência exhibe uma maior linearidade, propondo que seja construída com pelo menos quatro pontos, com penetrações entre os 3mm e os 25 mm e os respectivos teores de água. Nas Figuras 3.15b e 3.15c são mostradas as curvas de fluência de amostras ensaiadas e de dados coligidos na literatura, respectivamente.

Da Figura 3.15a, a recta de regressão é dada pela expressão:

$$\log w = \log c + m \log d \quad [3.7]$$

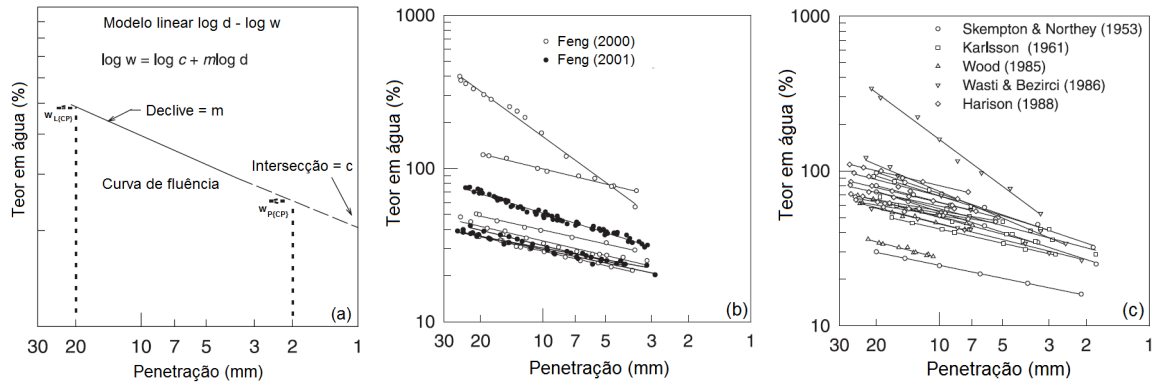


Figura 3.15 – Curvas de fluência segundo Feng (2001)

sendo w o teor de água, c o teor de água para a penetração $d=1\text{mm}$, m é o declive da curva de fluência e d é a profundidade de penetração. Para o cálculo do limite de liquidez, a equação [3.7] é reescrita na forma:

$$w_{L\{CP\}} = c(20)^m \quad [3.8]$$

Feng (2001) alargou o estudo a mais 66 amostras de solos naturais ensaiados com a concha de Casagrande e com o cone-penetrómetro. Os resultados constam na Figura 3.16.

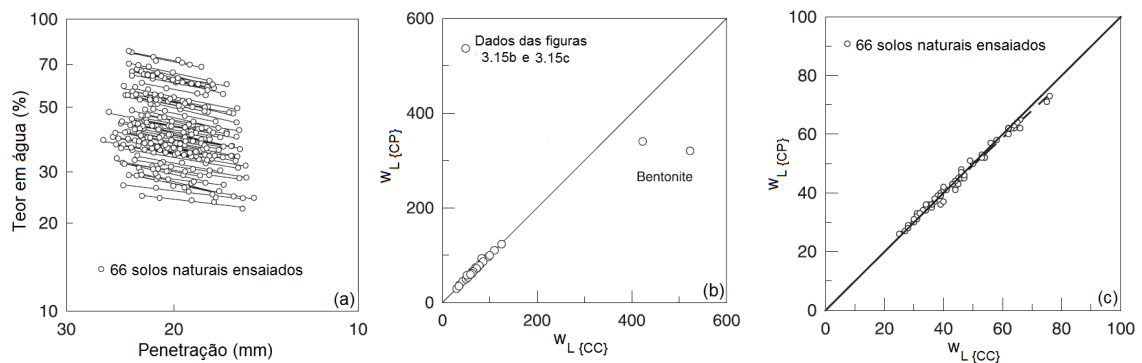


Figura 3.16 – (a) Curvas de fluência para 66 solos naturais; (b) e (c) comparação entre os limites de liquidez da concha e do cone segundo Feng (2001).

Como se observa (Fig. 3.16c), para $w_{L\{CC\}} > 125\%$ há uma concordância notável entre os dois ensaios. No caso das bentonites, a concha sobrestima os valores do cone, o que, segundo o autor, seria expectável e consistente com estudos anteriores (Sherwood e Ryley, 1970; Leroueil e Lihan, 1996; Farrell et al., 1997). Os resultados relativos aos 66 solos naturais constam do gráfico da Figura 3.16c.

As curvas de fluência obtidas por regressão linear, apresentam coeficientes de determinação a variar entre 0,830 e 1, sendo o valor médio igual a 0,951 e o desvio padrão igual a 0,046. A Figura 3.16c mostra que os valores do cone são ligeiramente inferiores para valores de $w_{L\{CC\}}$ superiores a 45%, o que, segundo o autor é corroborado por estudos anteriores (Sherwood e Ryley, 1970; Leroueil e Lihan, 1996; Farrell et al., 1997) e, do gráfico, resulta a correlação:

$$w_{L\{CC\}} = 2,6 + 0,94 w_{L\{CP\}} \quad [3.9]$$

Com o objectivo de reduzir o tempo de execução, têm sido sugeridas variantes dos ensaios com a determinação para um único teor de água. São designados por métodos de um só ponto e existem propostas tanto para a concha de Casagrande como para o cone-penetrómetro. No caso da concha de Casagrande, os fundamentos e alguns resultados do método são apresentados, por exemplo, por Bardet (1997) e, no caso do cone penetrómetro, por exemplo, e segundo Coelho (2000), por Sampson et al. (1984). Coelho (2000) faz referência a algumas expressões obtidas por diversos autores e que constam do Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Expressões obtidas experimentalmente por vários investigadores para a determinação do w_L pelo método de um só ponto. (Coelho, 2000).

| Método | Expressão | Declive da LF | Autor | Observações |
|--------|---|---------------|-----------------------|---|
| Concha | $w_L = w \times (N/25)^{\tan B}$ | 0,092 | BS1377-2.c | Declive da linha de fluência determinado com solos ingleses |
| Cone | $w_L = w \times (d/20)^n$ | -0,296 | Weston | Declive da linha de fluência estimado com 9 solos |
| Concha | $w_L = \frac{w}{1,3215 - 0,23 \times \text{Log} N}$ | | Nagaraj et al. (1981) | |
| Cone | $w_L = \frac{w}{0,65 + 0,075 \times d}$ | | Nagaraj et al. (1981) | |
| Cone | $w_L = \frac{w}{0,60 + 0,02 \times d}$ | | Sampson (1984) | Alteração a expressão anterior com base nos resultados de Clayton et al. (1978) |

Feng (2001) menciona que é possível determinar o limite de liquidez pelo método de um ponto com o cone-penetrómetro, começando por reescrever a equação [3.8] para a forma:

$$w = c(d)^m \quad [3.10]$$

Dividindo a equação [3.10] pela equação [3.7], obtém-se:

$$w_L = c \left(\frac{20}{d} \right)^m \quad [3.11]$$

Com um conjunto de pares de valores (d, w), o limite de liquidez pode ser determinado a partir da equação [3.11], considerando um determinado valor de m. Do conjunto de linhas de fluência (Figs. 3.14 e 3.15), 91 correspondem a solos naturais, para as quais os valores de m variam entre um valor mínimo de 0,22 e um valor máximo de 0,57, sendo o valor médio igual a 0,38. O autor referido determinou o limite de liquidez dos 66 solos naturais, considerando, na equação [3.11], o valor médio de m igual a 0,38, tendo os prováveis erros sido analisados pela equação:

$$\frac{w_L}{w} = \left(\frac{20}{d} \right)^m \quad [3.12]$$

Com os valores máximo, médio e mínimo de m, e para penetrações, d, de 15, 17, 23 e 25mm, a partir da equação [3.12] calculam-se os valores de $w_{L\{CP\}}/w$ que constam do quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Valores de w_L/w calculados a partir da equação [3.12] com os valores de m máximo (0,51), médio (0,38) e mínimo (0,22) e para as penetrações, d, de 15, 17, 20, 23 e 25mm

| d (mm) | m | | | Min./Méd. | Máx./Méd. |
|--------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| | Min. (0,22) | Méd. (0,38) | Máx. (0,51) | | |
| 15 | 1,065 | 1,116 | 1,178 | 0,954 | 1,056 |
| 17 | 1,036 | 1,064 | 1,097 | 0,974 | 1,031 |
| 20 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 23 | 0,970 | 0,948 | 0,923 | 1,023 | 0,974 |
| 25 | 0,952 | 0,919 | 0,881 | 1,036 | 0,959 |

Verifica-se que ao considerar penetrações de 15mm e de 25mm, o erro é de cerca de 4 a 6% do valor do limite de liquidez, e de cerca de 2 a 3% ao considerar penetrações de 17mm e de 23mm, isto é, para um solo com limite de liquidez igual a 50%, os erros cometidos associados ao valor determinado serão de cerca de 2 a 3% e de cerca de 1 a 1,5%, respectivamente. Considerando o valor médio de m igual a 0,38, Feng (2001) determinou o valor do limite de liquidez pelo método de um ponto, para todos os pontos da Figura 3.16a.

Na Figura 3.17 são apresentados os resultados obtidos, em comparação com os valores obtidos utilizando as linhas de fluência. Observa-se que a razão entre w_L (1 ponto) e w_L (linha de fluência) varia no intervalo de 0,95 a 1,07. Verifica-se que a diferença máxima é de cerca de 3%, com um valor médio igual a 0,18% e um desvio padrão de 0,76%. Face aos resultados, Feng (2001) conclui que, para $m=0,38$, torna-se evidente a possibilidade estimar o limite de liquidez com um ponto apenas, com uma penetração entre os 15mm e os 25mm

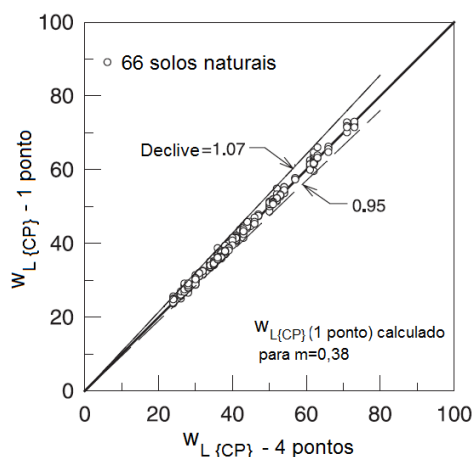


Figura 3.17 – Comparação entre os limites de liquidez obtidos por um ponto e pelas curvas de fluência segundo Feng (2001).

Deve contudo ser referido que, apesar da significativa redução do tempo de execução do ensaio conseguida com o método de um ponto, Feng (2000, 2001) não faz referências às características particulares dos solos naturais ensaiados, como por exemplo, se apresentam ou não conteúdo maior ou menor de matéria orgânica. Deste modo, e porque é frequentemente relatada a menor fiabilidade do método de um ponto, não será muito prudente a generalização da sua prática como método isolado, em detrimento dos habituais 4 a 5 pontos, sob pena do cometimento de erros importantes. Dada a importância do parâmetro w_L em projectos que envolvem a solicitação de depósitos de solos moles argilosos, tais erros poderão ter uma influência ainda mais decisiva.

Outro desenvolvimento a favor do cone-penetrómetro, defendido por Nagaraj et al. (1987), segundo Nagaraj e Miura (2001), está na possibilidade de estimar o teor de água correspondente ao limite de liquidez de forma quase imediata, sem haver a necessidade de aguardar pela convencional secagem dos provetes em estufa. Tal possibilidade deve-se, segundo os autores, ao facto de na gama de teores de água na vizinhança de w_L , a quantidade de pasta de solo necessária para preencher o recipiente ser dependente apenas do teor de água e do limite de liquidez e, conseqüentemente, ser “independente” do operador. Os autores referem ainda ter verificado que, numa gama de teores de água na vizinhança de w_L , o grau de saturação dos solos no recipiente ronda os 98%. Deste modo, e para a estimativa imediata do teor de água correspondente a cada penetração, os autores sugerem a determinação do peso volúmico antes de cada penetração do cone. Referem ainda que os erros associados em assumir um valor da densidade relativa das partículas, necessário ao cálculo, entre 2,65 e 2,68, situam-se bem dentro dos limites aceitáveis neste ensaio.

Em relação ao limite de plasticidade, a técnica padronizada para a sua determinação é, apesar de tudo, considerada algo rudimentar. O limite de plasticidade é definido como o menor teor de água com o qual se consegue moldar um cilindro com 3mm de diâmetro, rolando o solo com a palma da mão, sobre uma placa de vidro. Como se compreende, as principais limitações apontadas à técnica prendem-se com o desempenho do operador, nomeadamente a pressão exercida sobre o provete na moldagem do cilindro, a geometria, isto é, a área de contacto entre a mão do cilindro, o atrito entre a mão e superfície vidrada e a velocidade com que se faz rolar o provete.

Tal como no caso de limite de liquidez, têm sido desenvolvidos estudos com o objectivo de implementar uma técnica de base mais racional para a determinação do limite de plasticidade dos solos. Na actualidade, as investigações estão tendencialmente dirigidas para a possibilidade de utilização do cone-penetrómetro. Wroth e Wood (1978), segundo Coelho (2000), realizaram os primeiros trabalhos neste domínio, propondo um método com recurso a dois cones-penetrómetros, sendo w_p determinado a partir do conhecimento da resistência não drenada. Harison (1988), ainda segundo Coelho (2000), propõe um método potencialmente mais interessante, uma vez que a determinação de w_p é realizada com o mesmo cone-penetrómetro utilizado na determinação de w_L , aproveitando até os resultados deste ensaio, e que determina o limite de plasticidade com base num modelo bilinear que relaciona o teor de água com a penetração do cone, considerando que a variação de declive da linha de fluência ocorre para uma penetração de 14mm e o limite de plasticidade é o teor de água correspondente à penetração de

2mm. Contudo, Coelho (2000) refere-se a opiniões que condicionam as propostas anteriores, referindo-se a (i) Wijeyakulasuriya (1990) que, aplicando ambos os métodos, concluiu que o método de Wroth e Wood (1978) conduz sistematicamente à obtenção de valores de w_p consideravelmente inferiores aos fornecidos pelo método tradicional, enquanto o método proposto por Harison (1988) não parece aplicável aos solos ensaiados e a (ii) Wasti et al. (1986) que referenciam também a inaplicabilidade do método de Wroth et al. (1978) à bentonite, por não ser possível estabelecer uma relação bilinear entre o teor de água e a bentonite.

Alguns dos contributos mais recentes resultam dos trabalhos de Feng (2001; 2004), baseados no mesmo cone utilizado para a determinação do limite de liquidez. Entretanto, o autor referido propôs a substituição do recipiente convencional para a colocação da pasta de solo por um anel de dimensões mais reduzidas, por ter verificado que, para o recipiente, existe uma extrema dificuldade em trabalhar o solo para teores de água na vizinhança de w_p . Com o referido anel, as penetrações admissíveis vão até a um máximo de 10mm para que a zona de influência desenvolvida pela penetração do cone, de forma cônica (Houslby, 1982), seja inferior às dimensões interiores do cone e, deste modo, seja evitado o desenvolvimento de efeitos de fronteira. Feng (2004) analisou por este método e pelo método tradicional 21 amostras, sendo 15 de solos naturais, 1 de montmorilonite cálcica, 1 de bentonite, 1 de ilite, 1 de caulino e 2 misturas diferentes de bentonite com caulino. No caso do cone-penetrómetro, as linhas de fluência obtidas no modelo bilogarítmico estão representadas na Figura 3.18. A regressão que as caracteriza tem a mesma forma da equação [3.7] e, segundo o autor, os coeficientes de determinação variam entre 0,910 e 0,999.

Os estudos de Feng (2004) baseiam-se, em grande medida, nas evidências assinaladas por diversos investigadores referidos pelo autor (Skempton e Northey, 1956; Casagrande, 1958; Norman, 1958; Youssef et al., 1965; Wroth e Wood, 1978; Wood, 1985) de que a resistência não drenada, c_u , de um solo com teor de água correspondente ao seu limite liquidez varia entre 0,7 e 2,3 kPa.

Note-se, entretanto, que adicionalmente às referências anteriores, Sharma e Bora (2003), referindo-se aos trabalhos de Russel e Mickel (1970), Whyte (1982), Federico (1983) e Nagaraj et al. (1990), assumiram que nos solos naturais com teor de água correspondente a w_L , o valor médio da resistência não drenada é de cerca de 1,7 kPa. Ao ensaiar 55 amostras de solos naturais inorgânicos, os autores puderam confirmar esta tendência comportamental. Nagaraj e Miura (2001) referem que a resistência não drenada de um solo no estado correspondente ao limite de plasticidade é cerca de cem vezes superior à resistência não drenada quando o mesmo solo se apresenta num

estado correspondente ao seu limite de liquidez, $(c_u)_{WP} \approx 100 (c_u)_{WL}$, propondo mesmo a redefinição do conceito de limite de plasticidade como sendo o teor de água para o qual corresponda um aumento em 100 vezes da resistência não drenada comparativamente ao valor obtido no estado correspondente ao limite de liquidez, e cujo símbolo seria então W_{P100} .

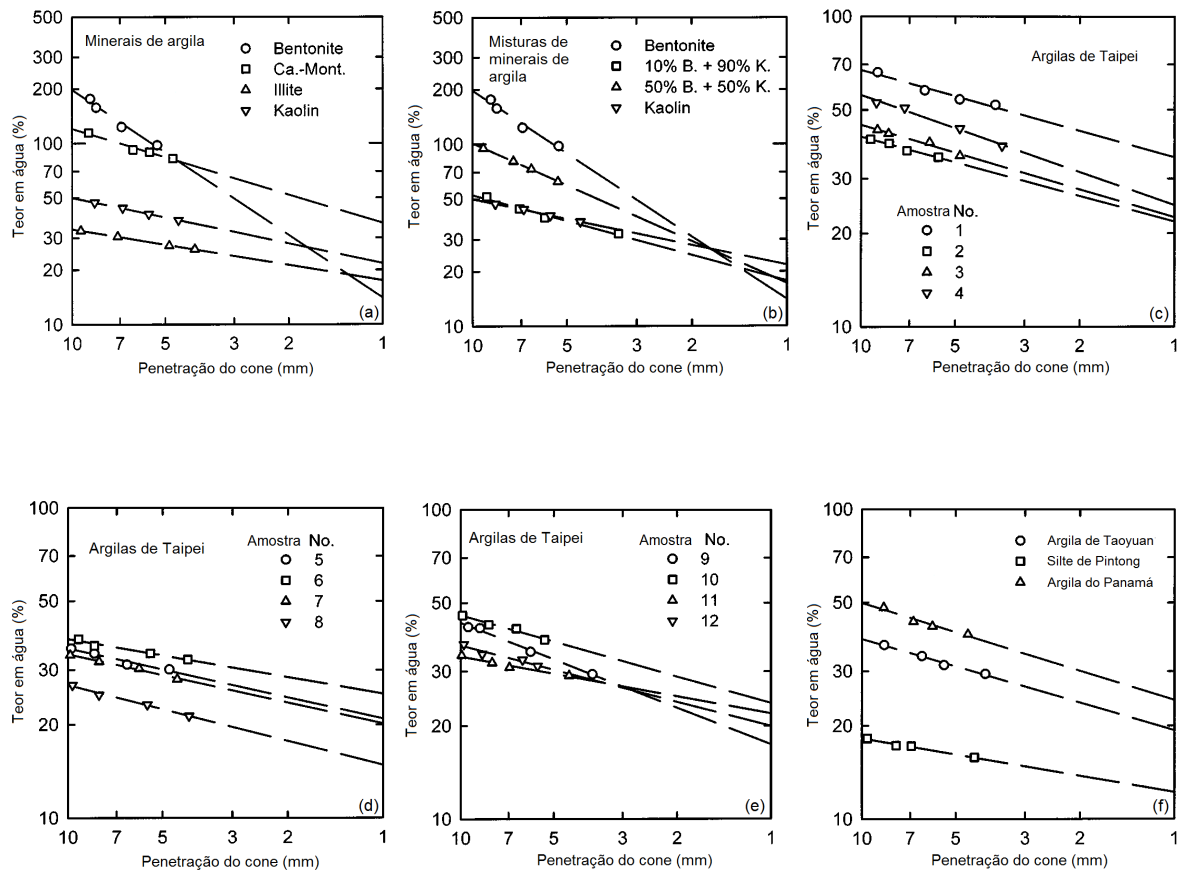


Figura 3.18 – Curvas de fluência segundo Feng (2004)

Hansbo (1957), segundo Feng (2004), refere que a resistência não drenada é inversamente proporcional ao quadrado da profundidade de penetração, da forma dada pela relação:

$$c_u = k \frac{W}{d^2} \quad [3.13]$$

sendo c_u a resistência não drenada, k uma constante do cone penetrômetro, W o peso do cone e d a profundidade de penetração. De acordo com Feng (2004), ao considerar (i)

o cone de 0,78N de peso e 30° de ângulo apical; (ii) que o limite de liquidez correspondente a 20mm de penetração; (iii) a razão entre as resistências não drenadas nos estados dos limites de plasticidade e de liquidez é igual a 100, é então possível determinar a partir da equação [3.13] que a penetração do cone correspondente ao limite de plasticidade é igual a 2mm e, de forma semelhante à utilizada para o limite de liquidez, a partir da equação [3.7], determina-se o limite de plasticidade pela expressão:

$$w_p = c(2)^m \quad [3.14]$$

Os valores assim determinados, comparados com os valores obtidos pelo método tradicional constam do gráfico da Figura. 3.19. Verifica-se uma boa concordância entre os dois métodos, o que, neste caso particular, dada a menor dependência do operador e a menor quantidade de amostra necessária, potencia sobremaneira a alternativa do cone como método para determinar o limite de plasticidade dos solos.

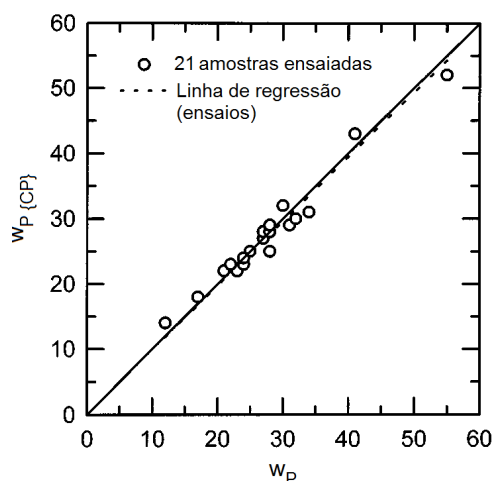


Figura 3.19 – Comparação entre os limites de plasticidade obtidos pelas curvas de fluência, $w_{P(CP)}$ e pelo método tradicional, w_P , segundo Feng (2004).

Adicionalmente, Feng (2004) propôs o método de um só ponto para a determinação do limite de plasticidade. A equação [3.14] na forma generalizada pode ser reescrita como:

$$w = c(d)^m \quad [3.15]$$

Dividindo a equação [3.14] pela equação [3.15] obtém-se:

$$w_P = w \left(\frac{2}{d} \right)^m \quad [3.16]$$

com a qual pode ser determinado o limite de plasticidade, se conhecido o valor de m do solo ensaiado.

Para os solos naturais ensaiados, Feng (2004) verificou que m tem o valor mínimo de 0,174, o valor máximo de 0,393 e o valor médio 0,265. Reconhecendo que uma maior quantidade de solos ensaiados poderá alterar os valores de m referidos, o autor considerou o valor médio obtido para testar a aplicabilidade do método de um ponto aos solos naturais, propondo, entretanto, que estes tenham um limite de liquidez inferior a 85%. Deste modo, a equação anterior toma a forma:

$$w_P = w \left(\frac{2}{d} \right)^{0,265} \quad [3.17]$$

com a qual é determinado o limite de plasticidade, e cuja verificação da aplicabilidade é feita mediante a introdução, na mesma, de cada um dos pontos (w, d) da Figura 3.17.c-e, comparando os resultados com os valores de w_P obtidos pela equação [3.14] para os diferentes valores de m , conforme a Figura 3.20.

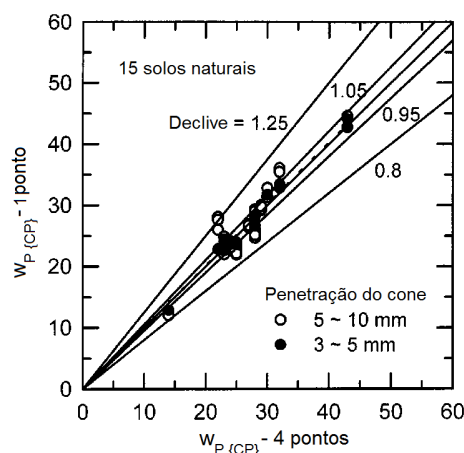


Figura 3.20 – Comparação entre os limites de liquidez obtidos por um ponto e pelas curvas de fluência segundo Feng (2004).

Verifica-se que os valores obtidos pelo método de um ponto, com penetrações, entre 10mm e 3mm, valem entre 0,85 a 1,25 vezes os valores obtidos com quatro pontos de ensaio. Por outro lado, entre 5mm e 3mm, aquela faixa situa-se entre 0,95 e 1,05 vezes.

É, portanto, evidente que para reduzir as discrepâncias é preferível realizar o método de um ponto considerando penetrações inferiores a 5mm e, tanto quanto possível, próximas de 3mm.

Sobre as propostas de Feng (2004) tecem-se o mesmo tipo de considerações feitas anteriormente para o caso do limite de liquidez, realçando a não consideração pelo autor do comportamento de solos orgânicos.

Quanto ao limite de retracção, qualquer diminuição do teor de água, no estado de consistência correspondente a w_s , não tem correspondência em qualquer redução de volume, dado que, ao nível da estrutura do solo, as interações inter e intra agregados de partículas tornam-se tendencialmente dominadas por forças atractivas. Deve ser referido que, num depósito de solo natural, o nível de tensão necessário para que seja alcançado um estado de consistência equivalente ao descrito (semi-sólido), deverá ser muito elevado, o que, genericamente, não porá em causa a capacidade resistente do solo.

Apesar de w_s constituir um dos limites de consistência, a sua apreciação serve primeiramente para avaliar o potencial de variação de volume dos solos devido a factores ambientais, como acontece, por exemplo, com os solos sujeitos aos ciclos de molhagem-secagem, em climas áridos. Matos Fernandes (2006), por exemplo, faz notar que pela sua definição e modo de determinação experimental, o limite de retracção corresponde a um comportamento do solo mais objectivamente identificável, sendo, contudo, a sua relevância prática menor que a dos limites de liquidez e de plasticidade, pois os teores de água na vizinhança de w_s apenas ocorrerão em solos não saturados, o que acontece, nomeadamente, com solos argilosos muito antigos, que se encontram emersos e que exibem em regra resistência muito elevada, sendo por vezes classificados como rochas brandas.

A determinação experimental do limite de retracção é normalmente feita pelos designados método do mercúrio e método da parafina, ambos exemplarmente descritos por Bardet (1997).

Relativamente à consistência dos solos argilosos, são também importantes os conceitos de índice de consistência, I_c e de índice de liquidez, I_L . Em rigor, a caracterização do estado de ocorrência de um solo argiloso não é completamente definido com a determinação dos seus limites de consistência. Para indicar a posição relativa do teor de água no seu estado natural, w , em relação aos limites de mudança de estado, Terzaghi propôs o índice de consistência, dado pela expressão:

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p} \quad [3.18]$$

donde se conclui que quando o teor de água é igual ao limite de liquidez, I_c será igual a zero e, à medida que o teor de água diminui, o valor de I_c aumenta, tornando-se maior do que 1 quando o teor de água é inferior ao limite de plasticidade. É do entendimento geral que o índice de consistência é especialmente representativo do comportamento de solos sedimentares. Aquando da sua formação, o teor de água dos solos é muito elevado e a sua resistência ao corte reduzida. À medida que se depositam novas camadas sobre as mais antigas, o peso sobrejacente provoca nestas a saída da água dos vazios do solo, com a consequente redução do índice de vazios em concomitância com um ganho de resistência. Em função do índice de consistência, os solos costumam ser classificados em solos de consistência mole, média, rija e muito rija de acordo com o Quadro 3.11.

Quadro 3.11 – Classificação dos solos argilosos quanto a consistência

| Consistência | Índice de consistência (I_c) |
|--------------|----------------------------------|
| Muito mole | 0,0 – 0,25 |
| Mole | 0,25 - 0,50 |
| Média | 0,50 - 0,75 |
| Rija | 0,75 - 1,00 |
| Muito rija | > 1,00 |

O índice de consistência não tem significado quando aplicado a solos não saturados, pois estes podem apresentar um elevado índice de vazios e baixa resistência e o seu teor de água ser baixo, o que indicaria um índice de consistência alto (Sousa Pinto, 2000). Em alternativa ao índice de consistência, é frequente, principalmente quando se trata de solos argilosos muito moles, utilizar-se o designado índice de liquidez, dado pela expressão:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = 1 - I_c \quad [3.20]$$

que toma os valores 0 e 1 quando o teor de água do solo corresponde aos seus limites de plasticidade e de liquidez, respectivamente, assumindo valores negativos para estados de comportamento não plásticos, isto é, para $w \leq w_L$. A título de exemplo, na

Figura 3.21, são apresentadas curvas de variação da resistência não drenada com o índice de liquidez obtidas por Mitchell (1975), segundo Wood (1990). Os resultados de ensaios sobre provetes reconstituídos² sugerem que, no estado de consistência correspondente a w_p , a faixa de variação de c_u é razoavelmente estreita, apresentando um valor médio em torno de 200 kPa, o que é cerca de 100 vezes superior às resistências não drenadas obtidas no estado do limite de liquidez, ou seja, para o índice de liquidez igual à unidade.

Existe uma especificação técnica internacional, «ISO/TS 17892-12:2004 Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil -- Part 12: Determination of Atterberg limits», em fase de revisão, com o objectivo de universalizar os procedimentos para a determinação dos limites de consistência dos solos.

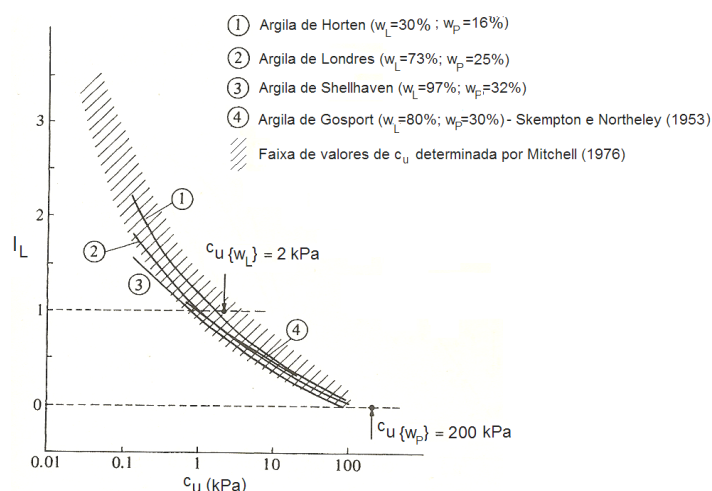


Figura 3.21 – Variação da resistência não drenada com o índice de liquidez para várias argilas; ensaios sobre amostras reconstituídas (adaptado de Wood, 1990).

No que à plasticidade dos solos diz respeito, outro conceito sobremaneira importante na Mecânica dos Solos é o de «actividade» da fracção argilosa, A_t . Os limites de consistência indicam a influência da fracção fina argilosa no comportamento dos solos e alguns solos com percentagens elevadas de fracção argila podem apresentar limites de consistência inferiores à doutros com percentagens de fracção argila consideravelmente inferiores. Tal pode acontecer porque a composição mineralógica da argila é bastante variável. Ao estudar o comportamento de diversos solos naturais, com teores de argila variando num intervalo relativamente largo, Skempton (1953), segundo Wood (1990),

² De acordo com a norma europeia EN 1997-2:2007 (E), um provete de solo é dominado 'reconstituído' quando preparado em laboratório, sendo que no caso dos solos finos esta preparação é feita a partir de uma pasta com teor de água igual ou superior ao limite de liquidez.

separou as respectivas fracções de argila ($< 2\mu\text{m}$), determinando seguidamente os seus limites de consistência. A Figura 3.22 mostra que em cada caso a proporcionalidade entre o índice de plasticidade e a fracção de argila é evidente. O facto de o declive das rectas ser distinto para cada uma das amostras é um reflexo da influência dos minerais argilosos. Este declive designa-se por Actividade da argila³ presente no solo, ou seja:

$$A_t = \frac{I_p}{\% < 2\mu\text{m}} \quad [3.20]$$

As argilas presentes nos solos são classificadas como de actividade normal ($0,75 \leq A_t \leq 1,25$), pouco activas ($A_t < 0,75$) e muito activas ($A_t > 1,25$). Valores pequenos de teor de fracção de argila com valores elevados limites de consistência indicam uma argila muito activa. Por outro lado, os limites de consistência são também função da quantidade de areia presente, pois solos de igual proveniência, com o mesmo mineral argiloso, mas com diferentes teores de areia, apresentam limites de consistência diferentes, tanto maiores quanto maior o teor de argila, numa razão aproximadamente constante.

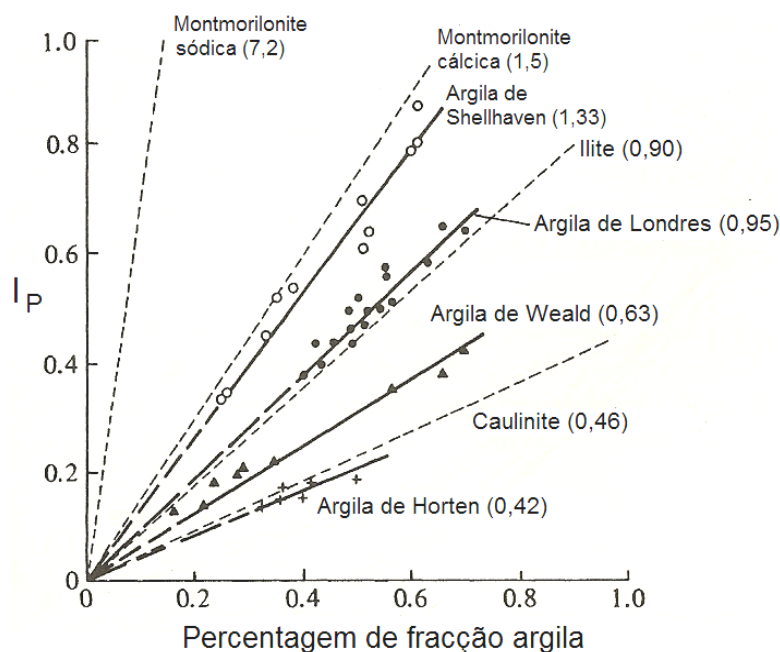


Figura 3.22 – Relações entre o índice de plasticidade e a percentagem da fracção argila de solos argilosos naturais e minerais argilosos segundo Skempton (1953), (Adaptado de Wood, 1990).

³ Alguns autores, como Nagaraj e Miura (2001), por exemplo, utilizam o termo «actividade coloidal da argila»

3.2.7 Classificação de solos

No presente contexto serão referidos principalmente os sistemas de classificação que, por via da atribuição de um símbolo e/ou uma designação, visam descrever as características mais importantes dos solos que interessam à sua aplicação para fins de engenharia. A classificação permite a previsão do comportamento do solo como material de construção ou como maciço de fundação.

Acontece com alguma frequência discutir-se a validade dos sistemas de classificação, pois, por um lado qualquer sistema cria grupos definidos por limites numéricos descontínuos, enquanto os solos naturais apresentam características progressivamente variáveis. Além disso, a classificação de um solo, baseada em índices físicos, nunca será uma informação mais completa do que os próprios parâmetros que terão conduzido à sua classificação. Contudo, a classificação é incontornavelmente necessária para a transmissão do conhecimento, sendo portanto necessário que a designação atribuída a determinado solo seja igualmente entendida por todos os intervenientes, ou seja, é necessário que exista um sistema de classificação.

São conhecidas diversas formas de classificar os solos, nomeadamente pela sua origem, pela sua evolução, pela presença ou não de matéria orgânica, pela estrutura, entre outras. No caso particular dos solos argilosos moles, Paul (1992), segundo Hight e Leroueil (2003), propôs um sistema simplificado de classificação para fins de geologia de engenharia, baseado na idade geológica dos depósitos, no ambiente deposicional e nos processos pós-deposicionais, construído a partir do estudo de solos originários de diversas regiões do mundo, conforme o Quadro 3.12. Na mecânica dos solos, os sistemas de classificação baseiam-se essencialmente no tipo e no comportamento das partículas, definindo grupos que apresentam comportamentos semelhantes sob os aspectos de interesse da engenharia civil.

Um sistema simples, com base na distribuição granulométrica dos solos, é dado pelo diagrama da Figura 3.23 também conhecido como triângulo de Feret. Dentre os sistemas de classificação para fins de engenharia civil merece particular destaque, pela sua grande utilização, a designada Classificação Unificada de Solos. Divide os solos em 15 grupos, com base nas respectivas características de identificação e destina-se a orientar a utilização dos solos como materiais de aterro (aterros para estradas, aeródromos, barragens de terra, etc.)

Quadro 3.12 – Classificação simplificada de solos argilosos moles para fins de geologia de engenharia, modificada de Paul (1992), (Hight e Leroueil, 2003).

| Grupo | Idade geológica | Ambiente deposicional e pós-deposicional | Características |
|-------|---|--|--|
| I | Argilas glaciares de meio aquático e solos argilosos relacionados. <i>Argilas do Este do Canadá e alguns depósitos da Noruega.</i> | Final do Pleistocénico | Acumuladas sob climas gélidos, junto às margens formadas pela regressão do gelo. |
| II | Argilas marinhas temperadas (origem glaciár). <i>Argilas de Bothkennar e de Belfast.</i> | Holocénico | Acumuladas em ambientes marinhos ou estuarinos sob climas temperados em áreas anteriormente ocupadas por glaciares. |
| III | Argilas aluviais (origem extra-glaciár). <i>Argilas de França, do Sul da Grã-bretanha e da Itália.</i> | Holocénico | Acumuladas em vales fluviais pouco profundos ou em áreas costeiras submersas/preenchidas (deltas, às vezes). |
| IV | Argilas marinhas tropicais e subtropicais. <i>Japão, Indonésia e Hong Kong.</i> | Holocénico | Acumuladas em ambientes costeiros tectonicamente instáveis e dominados por produtos da meteorização, muitas vezes da meteorização de materiais vulcânicos instáveis. |

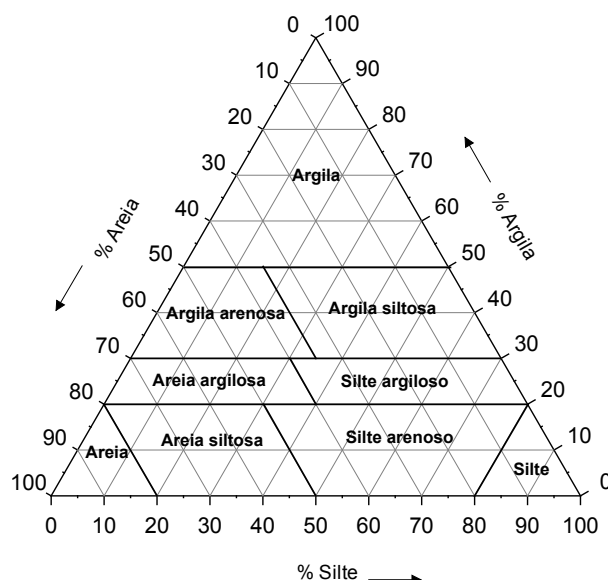


Figura 3.23 – Classificação dos solos de acordo com o triângulo de Feret.

O sistema foi originalmente proposto por Casagrande, mas a versão mais actualizada corresponde a uma revisão efectuada em 1985 pela entidade norte-americana ASTM. O solo pertencente a um grupo é classificado por um símbolo (duas letras maiúsculas, em geral) e um nome. As dimensões granulométricas correspondem às aberturas dos peneiros ASTM. A separação granulométrica entre a areia e o cascalho é feita pelo peneiro ASTM nº 4 (4,75mm) e é também tida em conta a quantidade de solo passado e retido no peneiro nº 200 (0,075mm). Na Figura 3.24 é apresentado um fluxograma onde se mostra o modo de classificar os solos, cujos significados dos símbolos constam no Quadro 3.13.

Como se verifica, os dois principais grupos são os solos grossos e os solos finos. No caso dos primeiros e, no caso de não conterem finos plásticos, a classificação é essencialmente controlada pelas características da curva granulométrica, ou seja, pelos designados coeficientes de uniformidade e de curvatura, $C_u = D_{60}/D_{10}$ e $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$, respectivamente. D_{10} , D_{30} e D_{60} são os diâmetros equivalentes correspondentes aos 10%, 30% e 60% de passados, respectivamente, na curva granulométrica.

Tal como ilustrado na Figura 3.24, os solos finos são classificados de acordo com a Carta de plasticidade, proposta por Casagrande, não em função das percentagens das fracções granulométricas silte ou argila, pois, como foi referido, o que determina o comportamento dos solos silto-argilosos não é apenas o teor de argila mas também a sua actividade.

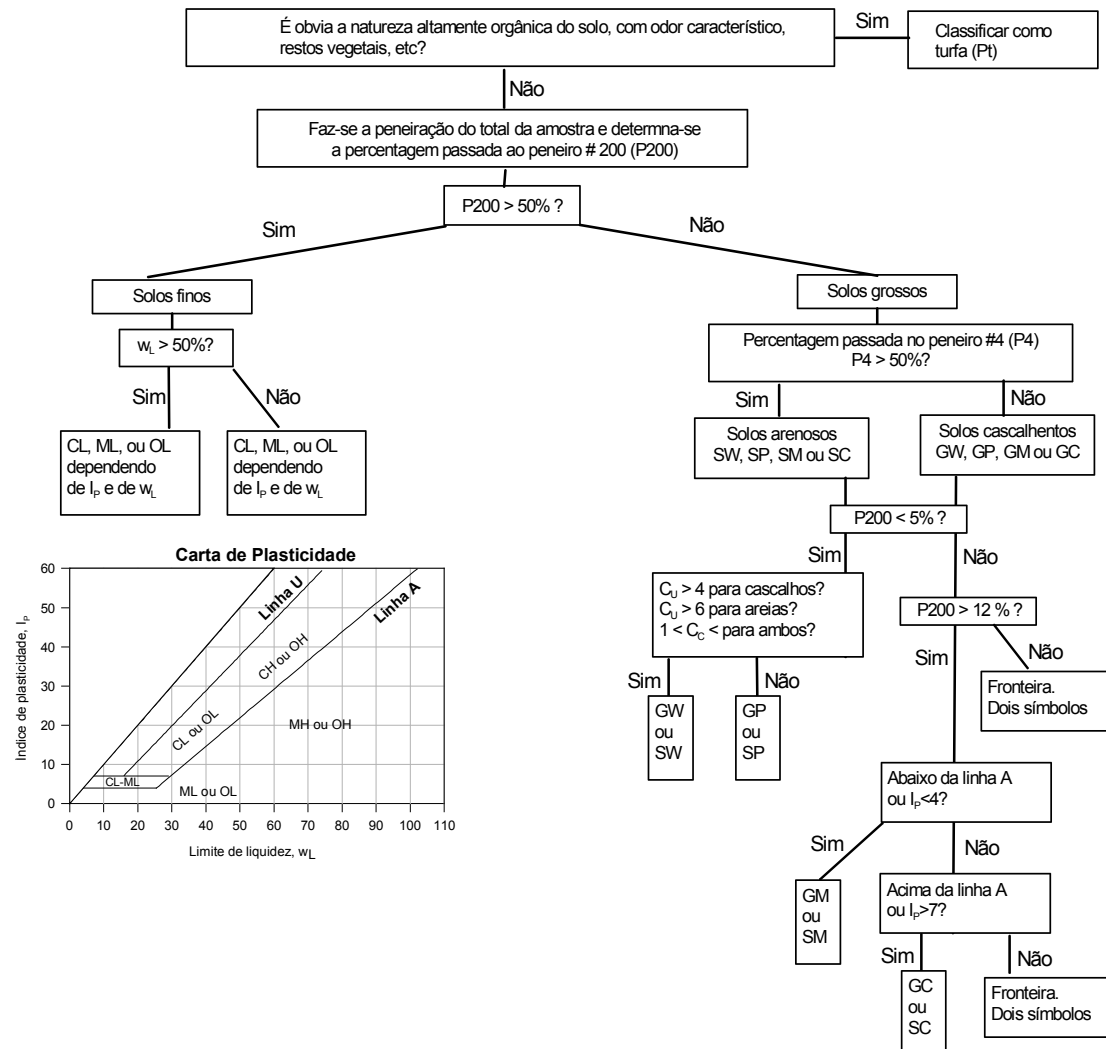


Figura 3.24 – Classificação Unificada de Solos. (Adaptado de Bardet, 1997).

Quadro 3.13 – Significado dos símbolos utilizados na Classificação Unificada

| Primeira letra | | Segunda letra | |
|----------------|----------|---------------|---------------------------------------|
| G | Cascalho | W | Bem graduado |
| S | Areia | P | Mal graduado |
| M | Silte | M | Com finos não plásticos |
| C | Argila | C | Com finos plásticos |
| O | Orgânico | L | Baixa plasticidade ($w_L < 50\%$) |
| P _t | Turfa | H | Alta plasticidade ($w_L \geq 50\%$) |

Em relação ao posicionamento na Carta de plasticidade, nota-se que os solos argilosos exibem um tendencial alinhamento em torno da então designada linha A, de equação $I_p = 0,73 (w_L - 20)$ que, no seu troço inicial é substituída por uma faixa horizontal

correspondente a I_p igual a 4 e igual a 7, na qual os solos são classificados com um símbolo duplo. No caso dos solos orgânicos e para os siltes observa-se o seu sistemático posicionamento abaixo da linha A. Na Figura 3.25 mostra-se o posicionamento relativo de solos naturais inorgânicos, orgânicos e de alguns minerais argilosos.

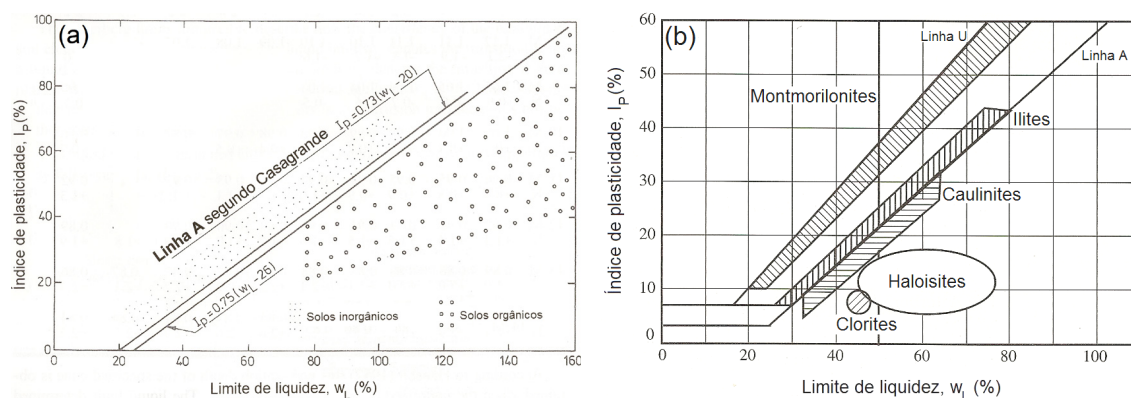


Figura 3.25 – Posicionamento na carta de plasticidade; (a) solos inorgânicos e orgânicos (adaptado de Lechowicz, 1996); (b) minerais argilosos (adaptado de Bardet, 1997).

De acordo com o Quadro 3.13, as letras L e H conferem o significado de baixa e de alta plasticidade, respectivamente, sendo a fronteira entre as duas designações estabelecida para $w_L=50\%$. Numa releitura do significado das referidas letras, e considerando o facto de os solos serem tanto mais compressíveis quanto maior o seu limite de liquidez, Sousa Pinto (2000), atribuiu às referidas letras o significado de serem um complemento à classificação indicadoras da compressibilidade do solo, ou seja, as letras L e H indicam solos de baixa e de alta compressibilidade, respectivamente. Ora, daqui decorre a pertinência de comentar que tal observação faz mais sentido para os depósitos recentes, como a maioria dos solos moles, pois, pelo contrário, são conhecidas as baixas compressibilidades de argilas altamente plásticas e sobreconsolidadas (solos rijos). Considera-se que os resultados que conduzam a pontos acima da Linha U são provavelmente irrealistas, sendo, nesses casos, sugerida a repetição cuidadosa dos ensaios.

Um sistema igualmente muito utilizado é o designado Sistema rodoviário de classificação ou Classificação para fins rodoviários. É um sistema empregado na engenharia rodoviária em todo o mundo, tendo originalmente sido proposto nos EUA. O sistema é também baseado na composição granulométrica e nos limites de consistência dos solos e é detalhadamente descrito, por exemplo, em Bardet (1997). À parte a simbologia diferente, verifica-se que a Classificação Unificada e a Classificação para fins rodoviários são em grande medida semelhantes, pois são baseados em critérios de agrupamento

muito idênticos. A experiência da utilização simultânea de ambos os sistemas permite estabelecer uma correspondência entre os seus grupos de classificação (Bardet 1997).

Dada a peculiar natureza dos solos orgânicos, aliás, perceptível no tratamento diferenciado dado nos sistemas de classificação acima referidos, são conhecidos sistemas de classificação primordialmente dedicados à classificação dos tipos e subtipos destes solos. Os solos com conteúdo de matéria orgânica são, em regra, problemáticos por exibirem baixa capacidade resistente e elevada compressibilidade. Deve, entretanto, ser referido que o, mesmo na perspectiva da engenharia, conceito de «solo orgânico» não obedece a uma definição completamente consensual.

Sousa Pinto (2000), por exemplo, refere-se aos solos orgânicos como aqueles que contêm uma quantidade apreciável de matéria orgânica decorrente da decomposição de origem vegetal ou animal, em vários graus de decomposição e, acrescenta que os solos orgânicos são facilmente identificáveis pela cor escura e pelo odor característico. Aqui a expressão “quantidade apreciável” pode dar origem a alguma indefinição.

A norma norte-americana ASTM 44287-00 classifica como solo orgânico aquele que apresenta um valor de w_L , para uma amostra previamente seca em estufa, 75% inferior ao valor do w_L determinado para uma amostra do mesmo solo no seu estado natural.

Larsson (1996) realça que, na engenharia geotécnica, as expressões «solo orgânico» e «solo com conteúdo de matéria orgânica» são muitas vezes utilizadas com significados diversos, e que os critérios de divisão entre ambas expressões são muitas vezes difusos. O mesmo autor comenta que, com excepção dos solos de génese puramente orgânica, como é o caso das turfas, existe um grande número de formas de transição para os designados solos inorgânicos, de que são exemplos as argilas orgânicas e os sedimentos associados às planícies de inundação. As formações sedimentares ricas em carbonatos de cálcio, como por exemplo os solos margosos e os solos ricos em diatomáceas, são muitas vezes considerados como solos orgânicos.

Os sistemas que visam a classificação destes tipos de solos requerem, à partida, a determinação do teor de matéria orgânica, de carbonatos e, nalguns casos, de sulfuretos de ferro. Hansbo (1981), segundo Larsson (1996), refere que os solos são classificados de acordo com o teor de matéria orgânica e de acordo com o teor de carbonatos tal como se descreve nos Quadros 3.13 e 3.14. Larsson (1996) apresenta um quadro comparativo entre sistemas de classificação para solos orgânicos aplicados em diferentes países, conforme é mostrado na Figura 3.26.

Quadro 3.14 – Classificação de solos orgânicos segundo Hansbo (1981), (in Larsson, 1996)

| Classificação | Teor de matéria orgânica (% relativa ao peso do material seco < 2mm) | Exemplos |
|----------------------------|--|----------------------------|
| Solo pouco orgânico | 2 – 6 | Areias argilosas com húmus |
| Solo medianamente orgânico | 6 - 20 | Areias ricas em húmus |
| Solo altamente orgânico | > 20 | Turfas |

Quadro 3.15 – Classificação de solos carbonatados segundo Hansbo (1981), (in Larsson, 1996)

| Classificação | Teor de carbonatos (% relativa ao material ≤ 0,06mm) |
|---|---|
| Solo calcário | > 80 |
| Solo margo-argiloso ou margo-siltoso | 80 - 40 |
| Argila ou silte muito margosa(o) ou muito rica(o) em cálcio | 40 - 20 |
| Argila ou silte margosa(o) rica (o) em cálcio | 20 - 5 |

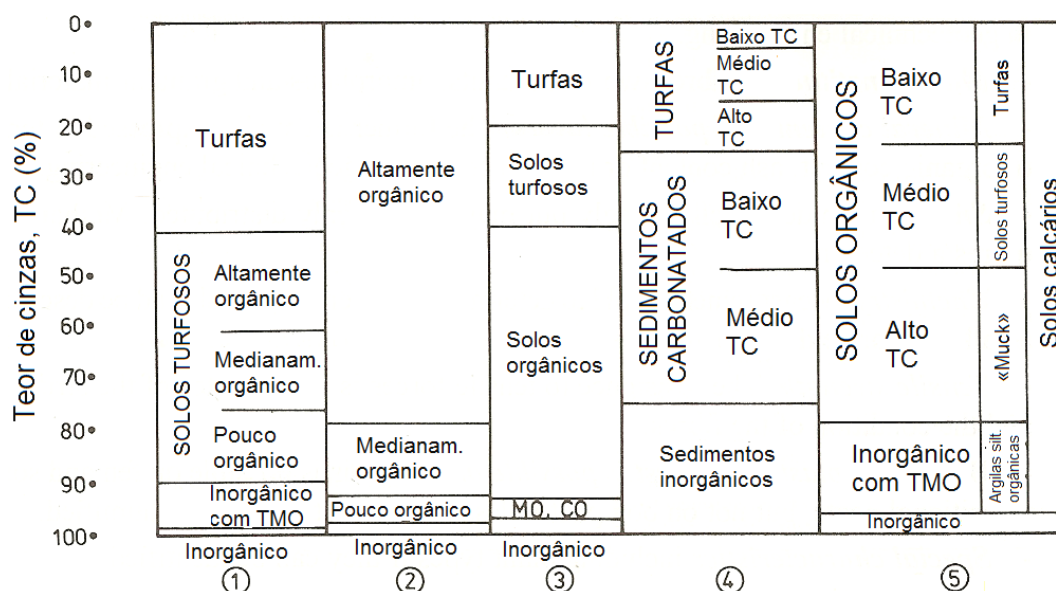


Figura 3.26 – Comparação entre alguns sistemas de classificação de solos orgânicos em função do teor de cinzas segundo Wolski (1988): 1. Konvalov (1980, URSS); 2. Karlsson e Hansbo (1981, Suécia); 3. Landva et al. (1983, Canadá); 4. Andrejko et al. (1983, EUA). 5. Okruszko 1969, 1984; Zawadzki, 1970, Polónia), (Adaptado de Larsson, 1996)

Pretende-se que, após a fase de revisão ora terminada, o documento «ISO 14688-2:2004 Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 2: Principles for a classification», se torne na norma internacional a estabelecer os princípios para a identificação e a classificação dos solos para fins de engenharia.

3.3 COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO

Por definição, a compressibilidade é a relação entre a magnitude das deformações e a variação no estado de tensões aplicado. É a propriedade que têm certos materiais de mudarem de forma ou volume quando lhes são aplicadas forças externas.

Todos os solos são compressíveis. A construção das obras (geotécnicas) impõe aos maciços de fundação acréscimos de tensão, dos quais resultam deformações, evidenciadas, por exemplo, pelos assentamentos. Mesmo nos níveis de tensão para os quais se verifica a segurança em relação à capacidade resistente dos solos de fundação, são de esperar assentamentos mais ou menos expressivos. Deste modo, o projecto geotécnico deve limitar tais assentamentos a valores ditos toleráveis, que garantam conjuntamente a segurança para as condições de serviço (utilização).

A compressibilidade é manifestamente potenciada nos solos finos de consistência mole e com conteúdo de matéria orgânica devido à sua estrutura que resulta das condições e ambientes geológicos associados à sua formação.

A dissipação dos excessos de poro-pressão induzidos pelos acréscimos de tensão em solos saturados dá origem a uma variação volumétrica. Este processo designa-se por consolidação e desenvolve-se de forma quase instantânea nos solos granulares devido à sua alta permeabilidade. Pelo contrário, nos solos finos, silto-argilosos, o processo tende a prolongar-se no tempo, como acontece, por exemplo, na construção de camadas de aterro sobre depósitos de solos argilosos moles. A velocidade com que se desenvolve a compressão dos estratos depende da taxa de dissipação dos fluidos intersticiais e da proximidade destes às fronteiras drenantes.

A primeira abordagem racional do fenómeno da consolidação deve-se a Terzaghi com a publicação, em 1925, do seu trabalho “Erdbaumechanik”. Em 1936, Terzaghi e Fröhlich publicaram os fundamentos matemáticos da denominada teoria de consolidação unidimensional¹ e, em 1948, Terzaghi e Peck apresentaram um modelo analógico da autoria de Taylor, fundamental à compreensão do processo de consolidação em argilas saturadas (Head, 1982). A referida teoria explica o modo como, durante o processo de consolidação, ocorre a transferência da pressão intersticial para a estrutura sólida do solo com a consequente redução de volume, tornando assim possível a estimativa do grau de consolidação primária para um qualquer intervalo de tempo decorrido após a aplicação de determinado acréscimo da tensão.

Em laboratório, o estudo das características da compressibilidade e da consolidação de

¹ Os pressupostos da teoria bem como a dedução da equação que governa o processo de consolidação é um assunto extensamente tratado nos manuais da mecânica de solos clássica.

estratos argilosos é feito através da realização de ensaios de compressão edométrica sobre amostras indeformadas ou remoldadas. No ensaio de compressão edométrica, uma amostra de solo, colocada no interior de um molde rígido (anel), é comprimida por carregamento no topo, estando impedida qualquer deformação lateral. A aplicação da carga pode ser feita por escalões ou de forma contínua, ao que correspondem os designados ensaios por carregamento incremental - *incremental loading (IL)* - e os ensaios de carga contínua - *continuous loading (CL)* -, respectivamente.

Como se discutirá mais adiante, o constrangimento lateral da amostra condiciona em certa medida a aplicação directa dos parâmetros determinados nos ensaios laboratoriais aos problemas da construção sobre solos consideravelmente compressíveis. A trajectória das tensões, nas condições classicamente impostas em laboratório, em que a compressão é unidimensional e a percolação da água faz-se na direcção vertical, só é reprodutiva, à devida escala, de algumas das situações de carregamento no campo. É, parafraseando Matos Fernandes (2006), o caso em que um maciço terroso é carregado à superfície por uma sobrecarga uniformemente distribuída numa área cujas dimensões em planta são muito superiores à espessura do conjunto dos estratos compressíveis. Estratos carregados nestas condições designam-se por confinados ou carregados em condições de confinamento lateral.

3.3.1. Ensaio de consolidação por carregamento incremental

O equipamento para a realização do ensaio de consolidação por escalões inclui a designada célula de consolidação (e acessórios) e, ou um sistema manual de aplicação de cargas ou uma prensa, normalmente pneumática (Fig. 3.27). Os anéis edométricos têm diâmetros de cerca de três vezes a altura do provete para atenuar o efeito do atrito lateral durante os carregamentos.

O ensaio do tipo IL é o mais comum e o seu procedimento está descrito na Especificação Técnica Internacional ISO/TS 17892-5: *Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 5: Incremental loading oedometer test*.

Em regra, o ensaio do tipo IL é realizado por aplicação de patamares de carga por um período de vinte e quatro horas, com razão de carga incremental² (quociente entre o incremento aplicado e a carga instalada) normalmente igual à unidade, $LIR = 1$, duplicando assim, em cada patamar, o valor da carga aplicada. Nalguns solos são

² Load Incremental Ratio (LIR), na língua inglesa.

recomendáveis intervalos de tempo e razões incrementais diferentes. É o caso dos solos muito moles para os quais a escolha inadequada da razão incremental pode, por um lado, condicionar a avaliação gráfica da tensão de pré-consolidação e, por outro lado, o estudo da compressão secundária pode implicar a consideração de períodos de carregamento para além das tradicionais vinte e quatro horas.

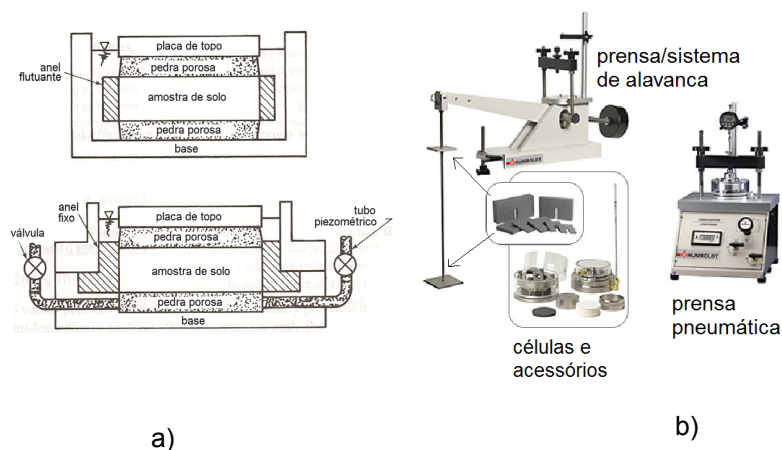


Figura 3.27– Equipamento para a realização do ensaio edométrico; (a) componentes da célula de consolidação (adaptado de Nagaraj e Miura, 2001); (b) sistemas e aplicação de carga (adaptado de Humboldt on-line manual - <http://www.humboldtmfg.com/>)

3.3.2. Ensaio de consolidação por carregamento contínuo

A constatação de que os ensaios do tipo IL consomem demasiado tempo na execução (frequentemente entre uma a duas semanas), bem como a necessidade de monitorizar de forma mais rigorosa as reais condições de saturação e as pressões intersticiais geradas durante processo de consolidação do provetes, estão na origem do desenvolvimento das técnicas de ensaios de consolidação por aplicação de carregamentos contínuos (CL). A monitorização contínua utilizada neste tipo de ensaio permite uma maior confiança nos parâmetros edométricos obtidos com maior rapidez.

Existem diferenças entre os equipamentos necessários à realização dos ensaios do tipo CL e os equipamentos para a realização dos ensaios do tipo IL. Nos ensaios CL os sistemas de aplicação da carga são geralmente automáticos e as células de consolidação são especialmente construídas de forma que seja possível monitorizar as tensões de carregamento e as poro-pressões. São utilizados sistemas hidráulicos ou mecânicos servo-controlados com capacidade de aquisição, registo e visualização

instantânea dos dados experimentais. São exemplos modernos os sistemas constituídos por actuadores/controladores de pressão/volume accionados óleo-hidraulicamente e pelas células hidráulicas de consolidação, como as designadas células de Rowe-Barden (Fig. 3.28) ou variantes adaptadas e/ou alteradas deste tipo de células. Nestas células, o carregamento faz-se por pressurização da água que, por sua vez, actua sobre um diafragma flexível em contacto com a face superior do provete. É também possível aplicar pressão directamente aos interstícios saturados do provete (contra-pressão) e medir a poro-pressão durante o processo de consolidação. Com as células hidráulicas de consolidação, além da drenagem pelas faces de topo ou da base, é possível montar esquemas alternativos de drenagem radial para o estudo da anisotropia da condutividade hidráulica e da consolidação, reproduzindo assim, à escala reduzida, a aplicação de drenos verticais utilizados na aceleração da consolidação de estratos altamente compressíveis.

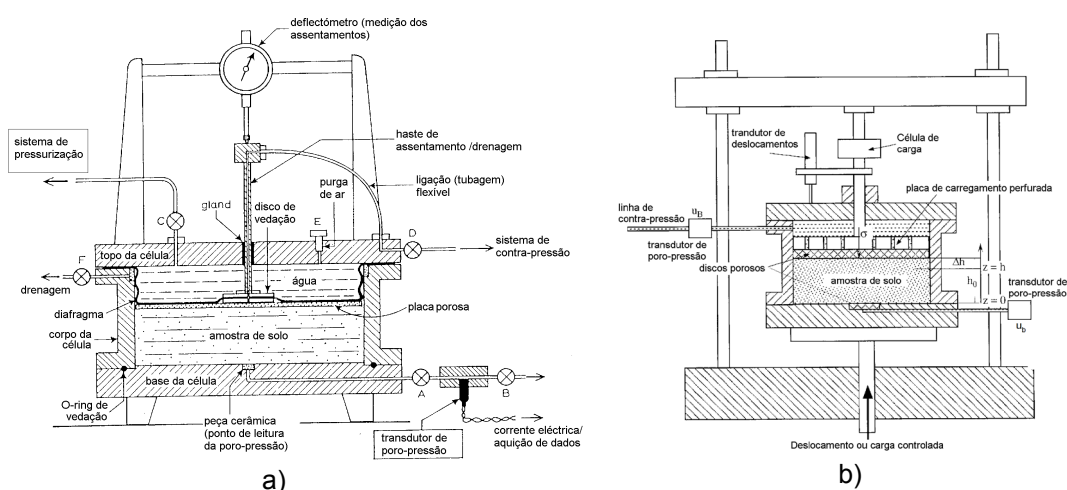


Figura 3.28 – Alguns equipamentos utilizados na realização de ensaios CL: (a) Esquema da célula de Rowe (adaptado de Head, 1986); (b) Instalação de uma célula numa prensa que possibilita o controlo do deslocamento e/ou da pressão aplicados (adaptado de Bardet, 1997)

O controlo das deformações e das tensões aplicadas, por via da automação e da instrumentação, tornou possível diversificar a maneira de conduzir os ensaios CL. Entre os diferentes métodos de ensaio do tipo CL, destacam-se os ensaios conhecidos como:

- Taxa constante de deformação ³ (Constant Rate of Strain – CRS)
- Taxa constante de carregamento (Constant Rate of Loading – CRL)

³ Visto que a taxa de deformação é expressa em percentagem por unidade de tempo (% / min) é frequente encontrar na bibliografia a designação de “velocidade de deformação constante” para este ensaio.

- Gradiente constante de poropressão (Constant pore pressure Gradient – CG) e ;
- Razão constante de poro-pressão (Constant Pore pressure Ratio – CPR)

A pormenorização de cada um dos ensaios ultrapassa os objectivos do presente trabalho. Vários autores (Head, 1986; Almeida et al., 1995; Bardet, 1997, por exemplo) desenvolveram trabalhos extensivamente dedicados ao assunto. Apresenta-se apenas uma breve descrição de cada um deles, cujos padrões de carregamento estão esquematizados na Figura 3.29, onde, por comparação, se inclui o ensaio do tipo IL.

O ensaio CRS (Smith e Wahls, 1969 e Wissa, 1971, referidos *in* Head, 1986) é, provavelmente, o ensaio do tipo CL cuja execução se tornou mais generalizada, pelo menos a julgar pela quantidade trabalhos publicados na literatura da especialidade. Neste ensaio de deformação controlada, a tensão é gradualmente aplicada ao provete donde resulta um aumento da sua deformação vertical a uma taxa constante, $\partial(\Delta\varepsilon)/\partial t = \text{constante}$. Deste modo, há um aumento da tensão efectiva no provete que é calculada de forma indirecta, através dos valores da poro-pressão medidos na base do provete, enquanto a drenagem se faz pelo seu topo. A execução do ensaio tende a generalizar-se como uma prática rotineira, sendo que, nalguns países, como a Suécia (Lechowicz, 1996) e os Estados Unidos da América (Ladd et al., 2003) tal já se verifica. Nos EUA a Norma é a ASTM D 4186-82 – *Standard Test method for one-dimensional consolidation properties of soils using controlled strain loading*.

No ensaio CRL (Aboshi, Yoshikui e Maruyama, 1971; Irwin, 1975 e Burghignoli, 1979, referidos *in* Head, 1986) a tensão é gradualmente aplicada ao provete a uma taxa constante de carregamento, $\partial p/\partial t = \text{constante}$, até um valor máximo pré-estabelecido.

No ensaio CG (Lowe, Jones e Obrician, 1969; Gorman et al., Irwin, 1975 e Burghignoli, 1979 referidos *in* Head, 1982), ensaio de consolidação sob gradiente de poro-pressão constante, a tensão é aplicada de forma controlada de modo a manter a poro-pressão constante na base do provete. A poro-pressão na face drenante é igual a contrapressão, ou igual a zero na ausência de contrapressão. Deste modo, e não havendo variação da poro-pressão na base, estabelece-se um gradiente de poro-pressão constante entre as duas faces, $u_A - u_B = \delta_u = \text{constante}$ (Fig. 3.29b). A interpretação faz-se assumindo que existe uma distribuição parabólica da poro-pressão ao longo da espessura do provete (Head, 1986).

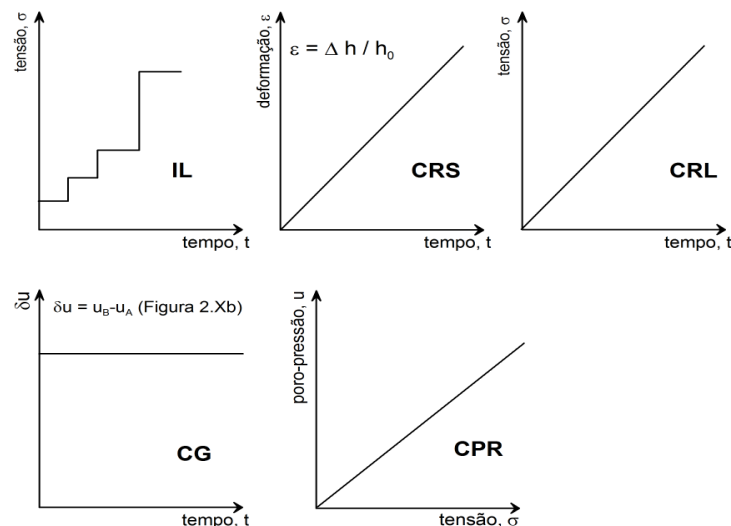


Figura 3.29 – Padrões de carregamento nos ensaios de consolidação contínua (CL).

No ensaio CPR (Janbu, 1981; Tokheim e Senneset, 1981, referido por Head, 1982), a pressão é aplicada de modo que a razão entre a poro-pressão na face não-drenante, u_b , e a pressão total aplicada, σ , seja mantida num valor constante, $u_b/\sigma = \text{constante}$. Head (1986) faz notar que, dado o modo de execução deste ensaio, o seu enquadramento como ensaio de carregamento contínuo é passível de gerar alguma polémica. A esse propósito, Lechowicz et al. (1996) entendem ser mais adequado considerá-lo um “ensaio de consolidação contínua” (*Continuous consolidation test – CC*).

Nos ensaios CL, a escolha da taxa de deformação, $\dot{\epsilon}_v$, é um factor crítico no desenrolar dos mesmos, bem como na análise e interpretação dos resultados. No fundamental, o valor adoptado não deve promover o desenvolvimento de poro-pressões cuja magnitude e distribuição no interior do provete inviabilizem a análise racional dos resultados. Taxas demasiadamente baixas podem não produzir excessos de poro-pressão realisticamente mensuráveis ($u_e \approx 0$) e provocar deformações indesejáveis por compressão secundária, enquanto taxas excessivamente altas resultarão em valores elevados de poro-pressão conducentes a variações significativas do índice de vazios e da tensão efectiva ao longo do provete.

As diferenças de procedimento entre os vários ensaios CL originam taxas de deformação e relações tensão-deformação tendencialmente diferentes. Na Figura 3.30 estão evidenciadas essas diferenças obtidas em ensaios realizados por Larsson e Sällfors (1986), onde se correlacionam resultados de ensaios CPR (ou CC) com diferentes valores de u_b/σ'_v e, de forma esquemática, é mostrada a relação entre um ensaio CRS

com uma taxa de deformação baixa, um ensaio CG com um gradiente de poro-pressão baixo e um ensaio CPR com uma relação u_b/σ'_v baixa.

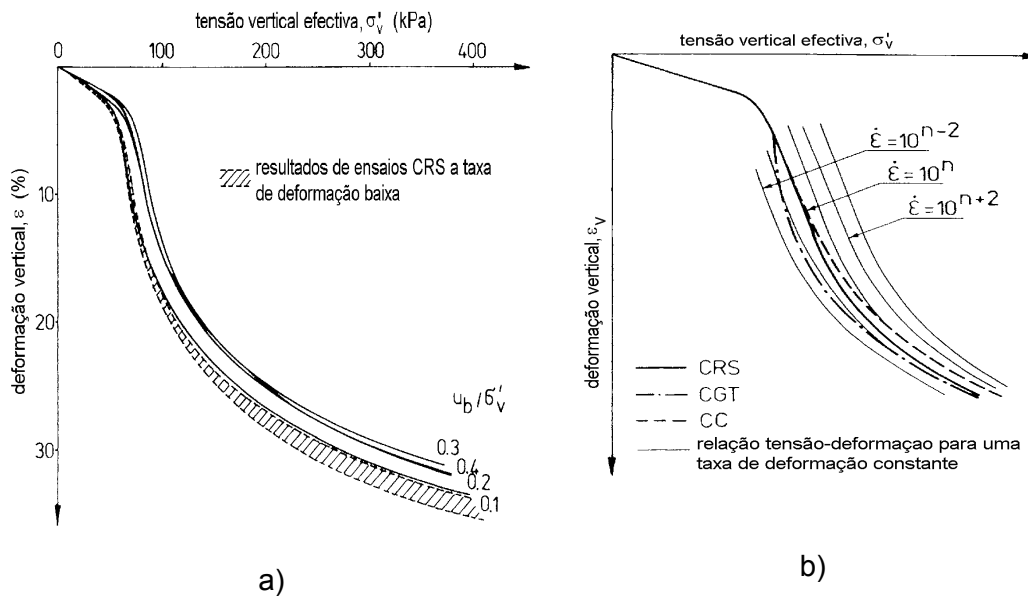


Figura 3.30 – Correlações entre diferentes ensaios CL; (a) ensaios CPR a diferentes relações u_b/σ'_v e; (b) comparação entre resultados CRS, CG, CPR (Larsson e Sällfors, 1985)

Head (1986) refere que, no ensaio CRS, o excesso de poro-pressão (u_e) resultante da selecção de $\dot{\varepsilon}_v$ deve situar-se no intervalo 3% - 20% da pressão vertical total aplicada. Contudo, Larsson (1990), citado por Lechowicz (1996), baseado em estudos realizados em solos orgânicos da Suécia, defende que o excesso de poro-pressão não deve exceder 15% da pressão total. A norma americana ASTM D 4186-82 recomenda que u_e se situe no intervalo 3% - 20% da pressão vertical total e sugere valores de $\dot{\varepsilon}_v$ estimados em função do limite de liquidez, o que, segundo Almeida et al. (1995), pode dar origem a tempos de consolidação excessivamente prolongados, conforme verificou em solos argilosos muito moles brasileiros.

3.3.3. Compressibilidade e sua parametrização

A forma mais comum de apresentação dos resultados dos ensaios edométricos é a representação gráfica em escala semi-logarítmica da relação entre o índice de vazios (ou a deformação vertical) e a tensão vertical efectiva (Fig 3.31b), também conhecida como curva de compressibilidade. A preferência por este tipo de representação deve-se

à sua maior conveniência ao nível da interpretação, visto que alguns troços importantes da referida curva exibem uma variação de e com σ'_v marcadamente linear. Pelo contrário, a representação em escala linear (Figuras 3.31a e 3.31c) denota a não linearidade e a irreversibilidade da compressibilidade dos solos, ou seja, a natureza elasto-plástica do seu comportamento em resposta às solicitações de compressão. A compressibilidade dos solos é normalmente definida por diferentes parâmetros, designadamente: o coeficiente de compressibilidade (a_v), o coeficiente de deformabilidade volumétrica (m_v), o módulo de deformabilidade volumétrico ou módulo edométrico (E_{oed})⁴, o índice de compressibilidade (C_c), o índice de expansibilidade (C_s) e o índice de recompressibilidade (C_r).

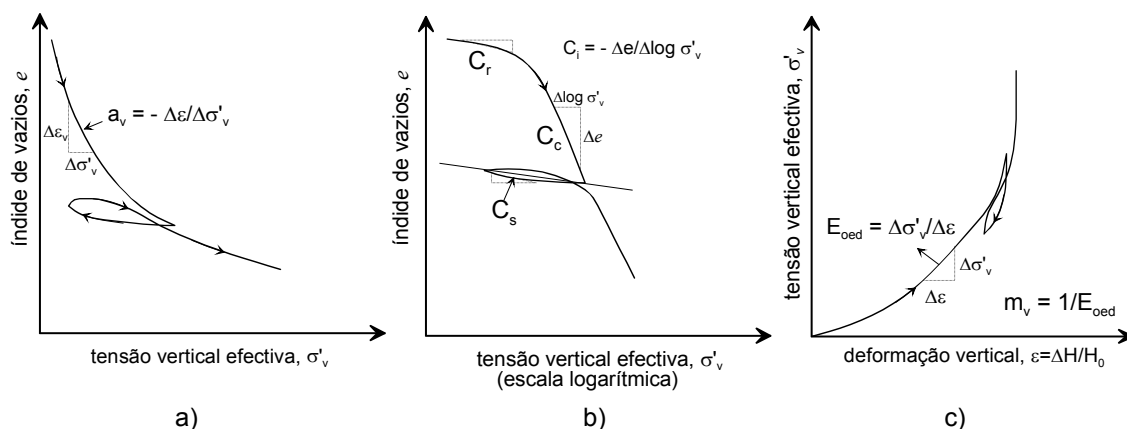


Figura 3.31 – Parâmetros da compressibilidade e seu modo de definição: (a) Coeficiente de compressibilidade, (b) Índices de compressibilidade, expansibilidade e recompressibilidade; (c) Coeficiente de compressibilidade volumétrica e módulo edométrico

O parâmetro a_v mede (em módulo) a variação do índice de vazios por unidade de acréscimo da tensão efectiva em cada ponto da curva $e - \sigma'_v$. De forma análoga, mas em termos de deformação volumétrica (unidimensional no edómetro devido ao confinamento lateral), determina-se m_v .

C_r , C_s e C_c representam os declives (em módulo) dos troços conhecidos como ramo de recompressão (ou de recarga), ramo de descarga e do ramo virgem, respectivamente. A linha que define o ramo virgem é também, frequentemente, denominada por linha de compressão virgem (LCV). É comum, no cálculo de previsão dos assentamentos, considerar-se que esses índices são constantes para o campo de tensões respectivo mas, como será verificado mais adiante, nem todos os solos exibem um ramo virgem

⁴ Este módulo, obtido por compressão em condições de constrangimento lateral, aparece também na bibliografia simbolizado alternativamente pelas letras M, D ou ainda como $E_{\epsilon_h=0}$.

marcadamente linear em toda a sua extensão. Dada a genérica não linearidade das curvas de compressibilidade, a magnitude dos parâmetros da compressibilidade depende do intervalo de tensões de trabalho pelo que, na prática, é conveniente indicar os limites, em termos de tensão efectiva inicial e final e, neste trecho, determinar a tangente à curva.

Os valores de C_s são sempre inferiores aos de C_r mas, em regra, muito próximos entre si. A prática tem mostrado que, para a grande maioria dos solos, existem limites para a relação C_r/C_c . Lancellota (1995), citado por Coelho (2000), estima que essa relação varia entre 1/10 e 1/5 e que C_r se situa entre 0,015 e 0,035, aconselhando à suspeição de valores de C_r superiores a 0,05. A esse propósito, Coelho (2000) comenta que, ao considerar-se os solos orgânicos ou muito sensíveis, aquele intervalo de variação deixa de ser realista, o que, segundo o mesmo autor, é suportado por valores mais elevados referentes a solos deste tipo anteriormente publicados por outros investigadores como, por exemplo, $C_r = 0,01$ a $0,35$ e $C_c = 0,1$ a $1,0$ (Hight et al., 1987), e $C_c=1,7$ e $C_r=0,07$ (Leroueil et al., 1985). Hight et al. (1987) referem também que se nota uma tendência de crescimento de C_r/C_c como grau de sobreconsolidação.

Em rigor, a determinação destes índices deve ser feita a partir de resultados de ensaios edométricos. Ainda assim, têm sido propostas várias expressões empíricas que correlacionam parâmetros da compressibilidade com outras propriedades dos solos, nomeadamente o limite de liquidez, o índice de plasticidade, o índice de vazios correspondente ao limite de liquidez, o limite de plasticidade, o teor de água no estado natural, o índice de vazios no estado natural, entre outros. A aplicação devidamente enquadrada dessas correlações pode permitir a previsão da magnitude dos parâmetros de compressibilidade.

Nagaraj e Srinivasa Murphy (1986), segundo Nagaraj e Miura (2001), baseados em considerações do domínio das interacções entre a fracção argilosa e a água, ao nível da microestrutura dos solos, fizeram um reexame crítico de algumas das correlações anteriormente publicadas, sugerindo uma redefinição, bem mais abrangente nalguns casos, dos tipos de solos para os quais essas correlações são aplicáveis (Quadro 3.16).

Ladd et al., (2003) consideram que o parâmetro C_c tem pouco significado sem o conhecimento de e_0 , considerando mesmo que $C_R = C_c/(1+e_0)$ é o parâmetro mais importante da compressibilidade dos solos, cuja a determinação é particularmente importante no caso dos solos argilosos naturalmente estruturados (3.3.4).

Quadro 3.16 – Correlações entre Valores de C_c e C_s típicos de alguns solos argilosos e minerais argilosos (Nagaraj e Miura, 2001).

| Correlação | Referência | Aplicação segundo a referência original (2ª coluna) | Aplicação à solos argilosos, segundo a Nagaraj e Srinivasa Murphy (1986) |
|---|------------------------|---|--|
| $C_c = 0,007 (w_L - 10)$ | Skempton (1944) | Argilas remoldadas | Normalmente consolidados, $S_t < 1,5$ |
| $C_c = 0,009 (w_L - 10)$ | Terzaghi & Peck (1967) | Argilas normalmente consolidadas, moderadamente sensíveis | Moderadamente sensíveis, $S_t < 5$ |
| $C_c = 0,01 w_n$ | Koppula (1981) | Argilas de Chicago e Argilas de Alberta | Normalmente consolidados, $S_t < 1,5$ |
| $C_c = 0,015 w_n$ | Bowles (1979) | Siltos orgânicos e argilas | Normalmente consolidados, $S_t < 1$, |
| $C_c = 0,015 (e - e_0)$ | Nishida (1956) | Todas as argilas | Normalmente consolidados, $S_t < 1$, |
| $C_c = 0,75 (e_0 - 0,50)$ | Bowles (1979) | Solos de baixa plasticidade | Moderadamente sensíveis, $S_t < 5$ |
| $C_c = 0,0046 (w_L - 9)$ | Bowles (1979) | Argilas brasileiras | Moderadamente sobreconsolidados |
| $C_c = 1,121 + 1,055 (e_0 - 1,87)$ | Bowles (1979) | Argilas de Motley da cidade de São Paulo | Altamente sensíveis, $S_t > 1,5$ |
| $C_c = 0,30 (e_0 - 0,27)$ | Hough (1957) | Areias siltosas inorgânicas ou Argilas de Chicago | Sobreconsolidados |
| $C_c = 0,5 (\gamma_w / \gamma_d^2)^{1,2}$ | Oswald (1980) | Sistemas de solos de todos os tipos e graus de complexidade | Não aplicável |

3.3.4. Avaliação da história das tensões

A transição do ramo de recompressão para o ramo virgem, com a correspondente passagem dos níveis de tensões que separam as pequenas deformações (predominantemente elásticas) das grandes deformações (predominantemente plásticas), é marcada por uma tensão de cedência normalmente designada por tensão de pré-consolidação, σ'_p . O termo tensão de pré-consolidação foi introduzido por Casagrande em 1936, atribuindo-lhe o autor o significado da máxima tensão de consolidação alguma vez experimentada pelo solo, devida ao peso dos geomateriais sobrejacentes. Posteriormente verificou-se que esse postulado não é corroborado por observações feitas em depósitos sedimentares, nos quais os valores de σ'_p são superiores à máxima tensão vertical efectiva deduzida a partir da sua história geológica entendida como razoavelmente bem conhecida. Actualmente, reconhece-se que tal

discrepância é devida aos efeitos causados por factores como, por exemplo, a compressão secular ou secundária, o envelhecimento e a cimentação que constitui uma das principais causas da estruturação dos solos naturais. Estes factores influenciam, de forma mais ou menos diferente, os resultados dos ensaios laboratoriais. Ainda assim, e apesar das incongruências do termo, é comum entre a comunidade de geotécnicos designar-se por tensão de pré-consolidação a “quebra” verificada na curva de compressibilidade. Por reologicamente se tratar de uma tensão de cedência, algumas vezes é designada como tal, sendo também corrente a designação de tensão aparente de pré-consolidação.

Por seu lado, o conceito de história das tensões de um determinado depósito, está associado à determinação da variação, com a profundidade do depósito, da tensão efectiva vertical devida aos estratos sobrejacentes, σ'_{v0} , da tensão de pré-consolidação, σ'_p , e do grau de sobreconsolidação, $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$. Em função do seu grau de sobreconsolidação, os solos argilosos são classificados de acordo com o Quadro 3.17.

Além da importância do conhecimento de σ'_p na avaliação da história das tensões dos depósitos sedimentares, é consabido o seu papel fundamental no cálculo de previsão dos assentamentos. No caso particular dos solos argilosos moles, excedido σ'_p , observa-se uma mudança acentuada do comportamento tensão-deformação.

A determinação de σ'_p a partir das curvas de compressibilidade pode tornar-se numa tarefa com apreciável grau de dificuldade. Será tanto mais assim quanto maior o grau de perturbação das amostras utilizadas nos ensaios edométricos. A avaliação do grau de perturbação das amostras será posteriormente abordada, mas importa desde já salientar que o tema constitui actualmente um dos maiores desafios da caracterização geotécnica por ensaios de laboratório. Em muitos casos, as curvas de compressibilidade experimentais são de tal modo suaves que impossibilitam a leitura incontestável da tensão de cedência. Por este motivo, e as demais condicionantes atrás referidas, reconhece-se que não é realisticamente possível determinar um valor concludente de σ'_p . Estão consagrados vários métodos empíricos para a estimativa do valor mais provável de σ'_p ou, pelo menos, a sua ordem de grandeza. O método mais conhecido e aplicado é o da construção gráfica de Casagrande, indicado como o método A na Figura 3.32a. Para tal, toma-se o ponto de maior curvatura da curva (A), e por ele traçam-se uma linha horizontal (B), uma tangente à curva (C) e a bissectriz do ângulo formado pelas duas (D). A abcissa do ponto M de intersecção da bissectriz com o prolongamento do troço recto do ramo virgem é a tensão de pré-consolidação. Como se depreende, o método de Casagrande é algo subjectivo nalgumas decisões a tomar, nomeadamente na escolha do

ponto de menor raio de curvatura, principalmente quando as curvas exibem bastante suavidade na transição entre os ramos de recompressão e virgem. São também de considerar a possibilidade de ocorrência de erros associados à escolha inapropriada das escalas dos eixos do gráfico.

Quadro 3.17 – Classificação dos solos argilosos quanto ao grau de consolidação

| Classificação | OCR |
|-------------------------------|-------------|
| Normalmente consolidado | ≈ 1 |
| Ligeiramente sobreconsolidado | 1 a 2 |
| Medianamente sobreconsolidado | 2 a 5 |
| Fortemente sobreconsolidado | > 5 |

Como existem outras propostas para a determinação de σ'_p , a apreciação comparativa de diferentes métodos pode minimizar a dificuldade na escolha do valor a considerar. O método B (Fig. 3.32a) é sugerido na norma norte-americana ASTM 2435 e consiste em determinar a abcissa do ponto N resultante da intersecção da linha de prolongamento do troço recto do ramo virgem (EF) com o prolongamento do troço recto do ramo de recompressão (GH). São de esperar alguns dos problemas de julgamento apontados ao método de Casagrande.

Pacheco Silva (NBR 12007, 1990) propôs um método simples para determinar σ'_p , ilustrado na Figura 3.32b; Prolonga-se o troço recto do ramo virgem até à horizontal correspondente ao índice de vazios inicial da amostra. Do ponto de intersecção, baixa-se uma vertical até à curva de compressibilidade e deste ponto traça-se uma horizontal. O ponto de intersecção desta horizontal com o prolongamento ramo virgem tem como abcissa o valor da tensão de pré-consolidação. Segundo os utilizadores, a virtude do método está em não depender tanto do utilizador, pois, como se verifica, não se colocam com igual acuidade as subjectividades de julgamento atrás mencionadas.

Uma quantidade muito significativa de ensaios edométricos é realizada pelo método da carga incremental, IL, com LIR = 1, sendo as cargas aplicadas durante períodos de tempo de pelo menos 24 horas. Nestas condições, as curvas de compressibilidade traçadas a partir das deformações do provete registadas ao fim das 24h, além da consolidação dita hidrodinâmica (primária), incorporam também uma parcela de deformação associada ao desenvolvimento de um ou mais ciclos de compressão secundária, visto que a primeira ocorre normalmente ao fim de muito poucas horas e, no

caso dos solos moles e orgânicos, antes mesmo do final da primeira hora. Resulta, então, uma curva deslocada para baixo e uma consequente subestimação de σ'_p . Alguns autores (Ladd, 1973; Mesri e Choi, 1985) recomendam que se proceda à determinação de σ'_p a partir de curvas de compressibilidade construídas com os dados relativos ao final da consolidação primária (*End of primary* - EOP, na literatura técnica inglesa).

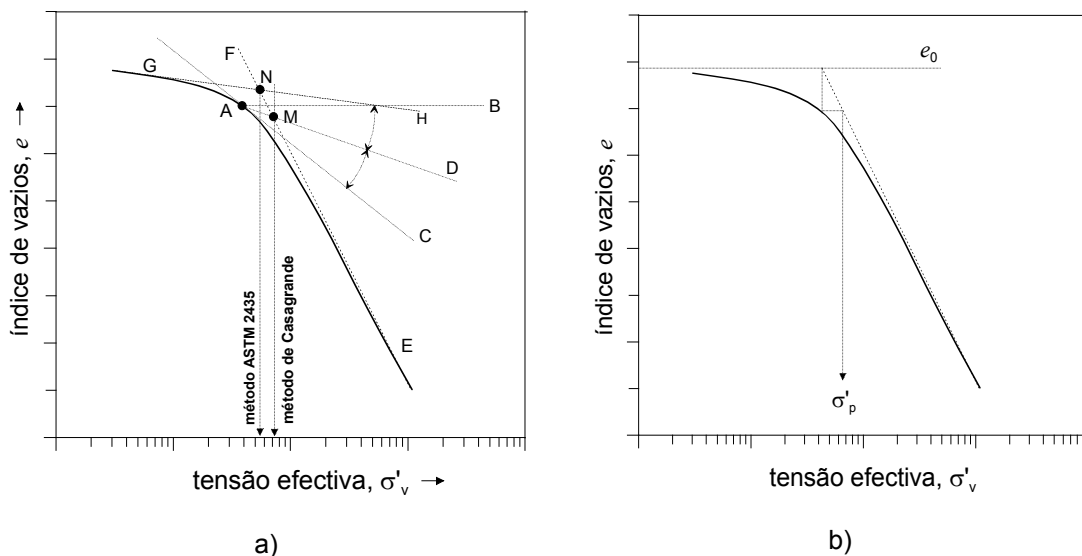


Figura 3.32 – Determinação da tensão de pré-consolidação mediante as construções gráficas de (a) Casagrande e ASTM 2435 e (b) Pacheco Silva.

Na Figura 3.33 são mostradas as diferenças entre os dois tipos de representação. Ladd e DeGroot (2003) advogam que para uma definição mais consistente de EOP, é preferível construir a curva com os pontos correspondentes a um tempo de consolidação constante, t_c , cuja determinação se baseia no valor máximo expectável do tempo de consolidação primária, t_p , por sua vez estimado com base nos registos dos incrementos de carga no domínio da LCV que, tipicamente, segundo os autores, se situa no intervalo 10 - 100 minutos.

Na prática, interessa também conhecer a curva de compressibilidade no terreno de fundação, ou seja, no campo. É possível obter a forma aproximada da referida curva a partir das curvas de compressibilidade laboratoriais, sendo, neste caso, conveniente mitigar ao máximo os efeitos da perturbação das amostras sobre os resultados obtidos. Schmertman (1953), referido por Salas e Alpañes (1975), observou, para uma série de amostras com distintos graus de perturbação, que os prolongamentos dos respectivos ramos virgens unem-se num ponto que corresponde em média a 42% do valor do índice de vazios inicial.

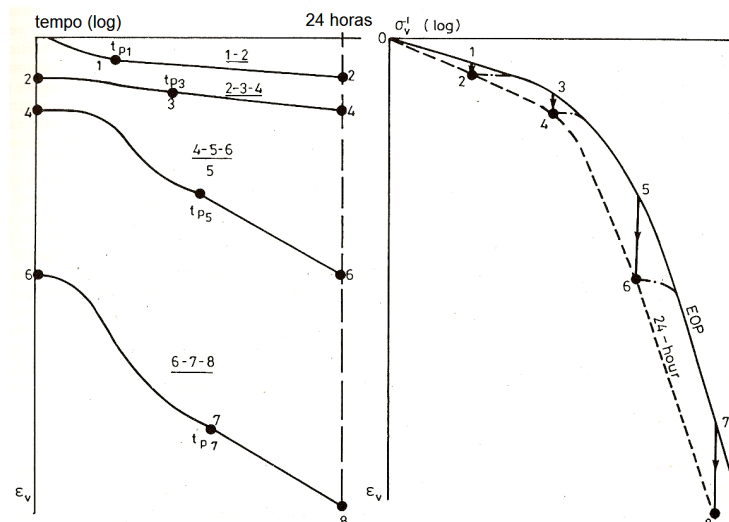


Figura 3.33 – Ensaio edométrico de carga incremental: interpretações alternativas. (adaptado de Hight et al., 1987)

Esta constatação está na base do método empírico proposto por Schmertman para a construção curva de compressibilidade de campo por correcção da curva de laboratório, técnica conhecida entre os geotécnicos como ‘Reconstrução de Schmertman’. O procedimento está representado na Figura 3.34 e apresenta pequenas diferenças na aplicação quando de solos normalmente consolidados ou de solos sobreconsolidados. Para ambos os casos é necessária a determinação prévia de σ'_p . No caso dos solos normalmente consolidados, marca-se o ponto 1 de coordenadas ($\log \sigma'_{v0}$, e_0) e a curva de campo (ramo virgem) resulta da união entre esse ponto e o ponto 2 sobre a curva laboratorial cujo índice de vazios é igual a 42% de e_0 . No caso dos solos sobreconsolidados, marca-se primeiro o ponto 1 ($\log \sigma'_{v0}$, e_0), de seguida marca-se o ponto 2, de abcissa σ'_p , da semi-recta traçada a partir do ponto 1 e paralela ao ramo de recompressão e, finalmente, unindo os pontos 2 e 3 (da curva laboratorial e cujo índice de vazios é igual a 42% de e_0), obtém-se a respectiva curva de campo, com os seus ramos de recompressão (de 1 para 2) e virgem (de 2 para 3).

Nalguns casos, e mesmo na escala e versus $\log \sigma'_v$, o ramo virgem não se apresenta aproximadamente linear em toda a sua extensão. Tal acontece com os solos argilosos naturalmente estruturados, cujas curvas de compressibilidade caracterizam-se por se apresentar com a forma algo semelhante a um S invertido – *S shaped curves* (Nagaraj e Miura, 2001) – sobressaindo uma espécie de curvatura côncava ao longo do denominado ramo de compressão virgem. Com trajectórias deste tipo, serão necessárias apreciações

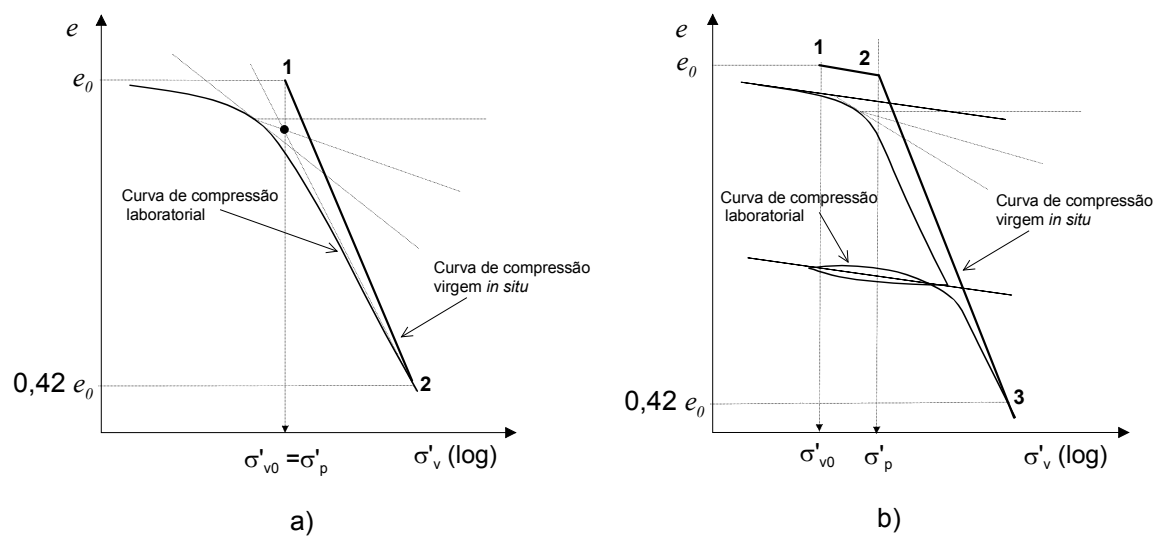


Figura 3.34 – Reconstituição das curvas de compressibilidade segundo Schmertman: (a) solos normalmente consolidados; (b) solos sobreconsolidados.

adequadas para a estimativa dos parâmetros da compressibilidade. A estruturação natural, consequência de processos deposicionais e pós-deposicionais de natureza diagenética, caracteriza-se pela existência de ligações de cimentação mais ou menos fortes entre as partículas sólidas, o que confere ao solo uma resistência acrescida que é notória pela pequena compressibilidade no ramo de recompressão, tal como se observa na Figura 3.35a. Na mesma figura são mostradas esquematicamente as trajetórias observadas em solos com diferentes graus de cimentação/estruturação. Distinguem-se três zonas distintas (Fig. 3.35b): a zona 1, até à tensão de cedência, praticamente incompressível; a zona 2 de alta compressibilidade e a zona 3 menos compressível que a anterior e cuja compressibilidade parece ser compatível com a do mesmo solo argiloso no estado remoldado.

Vários autores (Jamiolkowski et al., 1985; Nagaraj e Miura, 2001; Ladd et al., 2003) observaram também este comportamento em solos argilosos moles (orgânicos e inorgânicos) algo cimentados e em solos muito sensíveis com índices de liquidez superiores à unidade. Verifica-se, então, que, ultrapassada a tensão de cedência, o índice compressibilidade sofre variações com o nível das tensões, pelo que deixa de ser possível caracterizar a compressibilidade destas argilas (naturalmente cimentadas) por único valor de C_c . Nagaraj e Miura (2001) propõem que seja estimado um valor para cada uma das zonas (C_{c1} , C_{c2} e C_{c3}) e que, em cada caso de estudo, seja avaliada a pertinência da sua aplicação.

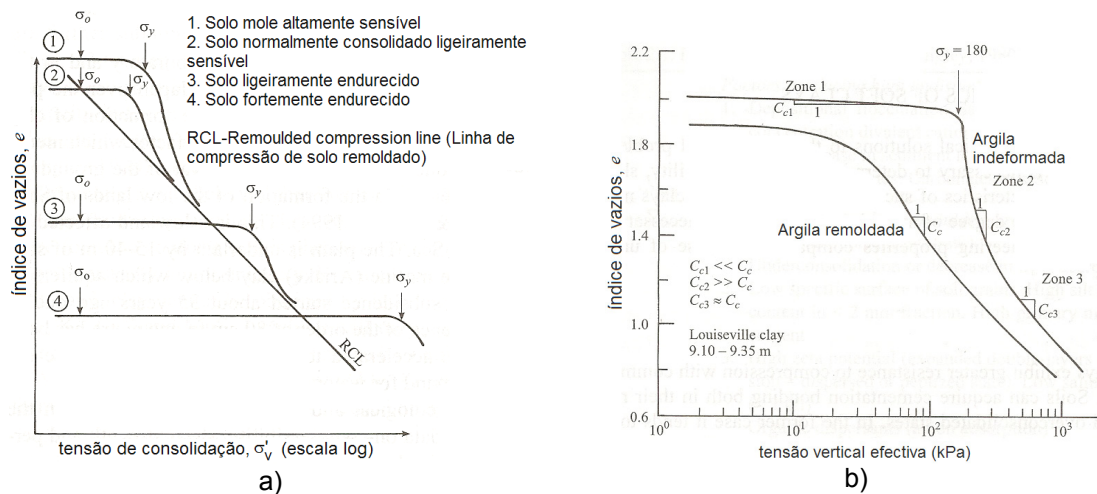


Figura 3.35 – Curvas de compressibilidade típicas de solos estruturados/cimentados: (a) Representação esquemática das trajetórias para diferentes graus de cimentação, segundo Nagaraj e Miura (2001); (b) Trajetórias de uma argila ligeiramente sensível nos estados intacto e remoldado, (Adaptado de Nagaraj e Miura, 2001).

Para esse tipo de curvas, deixa de ser razoável a aplicação dos métodos anteriormente descritos tanto para a determinação de σ'_p como para a construção da curva compressibilidade de campo, sob pena de, se assim não for entendido, daí resultarem erros significativos na estimativa dos assentamentos.

Nagaraj e Miura (2001) sugerem uma metodologia para a determinação da tensão de cedência da curva edométrica de laboratório e construção da curva edométrica de campo, assente na análise simultânea do comportamento do solo nos seus estados natural estruturado/cimentado e remoldado. Saliente-se que as propriedades mecânicas dos solos no estado remoldado são consideradas intrínsecas, visto serem inerentes ao material e não dependerem do seu estado natural, este sim, normalmente condicionado pelos efeitos do tempo e dos processos geológicos associados à formação dos depósitos. Tal como é mostrado no esquema representado na Figura 3.36a, Nagaraj e Miura (2001) sugerem que a resistência do solo à compressão edométrica resulta da soma de duas componentes: uma devida às ligações de cimentação e outra devida esqueleto sólido não cimentado (forças inter-partículas. E, para qualquer valor do índice de vazios num dado intervalo de tensões, σ'_R é a máxima tensão que o solo é capaz de suportar sem que seja mobilizada a contribuição da sua parcela estrutural cimentada, sendo a componente adicional da tensão, σ_b , relativa às ligações de cimentação. Para elucidação, citando o trabalho de Lapierre et al. (1990), os autores apresentam um exemplo trabalhado sobre os dados experimentais relativos à Argila de Louisville (Fig.

3.36b). No exemplo, a tensão de cedência do solo natural é de cerca de 180 kPa. Os autores referem que, no estado natural, o solo apresenta um índice de liquidez superior à unidade e que, no estado reconstituído, o teor de água do solo corresponde ao seu limite de liquidez. O solo desenvolve uma resistência à compressão unidimensional suplementar a verificada no seu estado reconstituído devida à cimentação natural. A resistência no estado reconstituído, para um tão elevado teor de água, mostra-se desprezável para valores da tensão inferiores a 5 kPa. Para um acréscimo unitário de tensão para os 360 kPa, a componente da tensão correspondente ao estado reconstituído é de 170 kPa, o que significa que, no estado natural, a componente relativa às ligações de cimentação é de ainda 190 kPa. Pode ser observado que esta última componente se situa numa faixa não inferior a 180 kPa, indicando que, durante o incremento aplicado, embora a razão de carga incremental tenha sido igual à unidade, na realidade terá sido mobilizado muito mais a resistência correspondente ao estado remoldado entre os 5 e os 170 kPa. Segundo os autores, este comportamento é responsável pela alta compressibilidade denotada pelos valores de C_c observados.

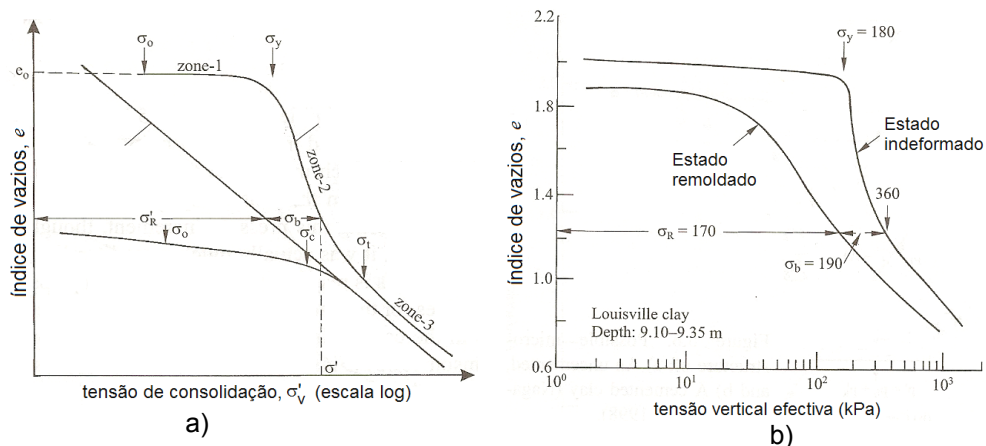


Figura 3.36 – Curvas de compressibilidade típicas de solos estruturados/cimentados. (a) Esquema das trajectórias típicas, segundo Nagaraj, 1994; (b) Trajectórias da Argila de Louisville, segundo Lapiere et al. (1990). (Adaptado de Nagaraj e Miura, 2001).

Yong e Nagaraj (1977) e Quigley e Thompson (1966), segundo Nagaraj e Miura (2001), referem a observação de comportamentos idênticos noutros solos argilosos estruturados, concluindo que tal sugere que, nestes casos, a deformabilidade do solo é possivelmente devida às tensões instaladas na componente estrutural remoldada. Com base em análises do comportamento reológico à escala da partícula, os autores apresentam também uma expressão que permite estimar a forma da curva edométrica laboratorial, definida na forma:

$$e = a - b \log \sigma'_R = a - b \log (\sigma - \sigma_b - u) \quad [3.21]$$

na qual as constantes a e b são obtidas da análise do comportamento intrínseco.

Segundo Nagaraj e Miura (2001), a tensão de cedência é definida pela intersecção da normal à curva de laboratório, no seu ponto de maior curvatura, com a horizontal definida pelo índice vazios inicial da amostra. Na figura 3.37 é possível observar o resultado da aplicação da equação [3.21] em comparação com resultados obtidos experimentalmente. Os autores fazem notar que as considerações feitas anteriormente serão válidas se, durante o tempo necessário para compressão edométrica laboratorial e após o início do processo de desestruturação, os solos não voltarem a desenvolver ligações de cimentação, ou seja, não deverão exibir um tal comportamento tixotrópico mas sim caracterizarem-se por um estado verdadeiramente desestruturado e não cimentado.

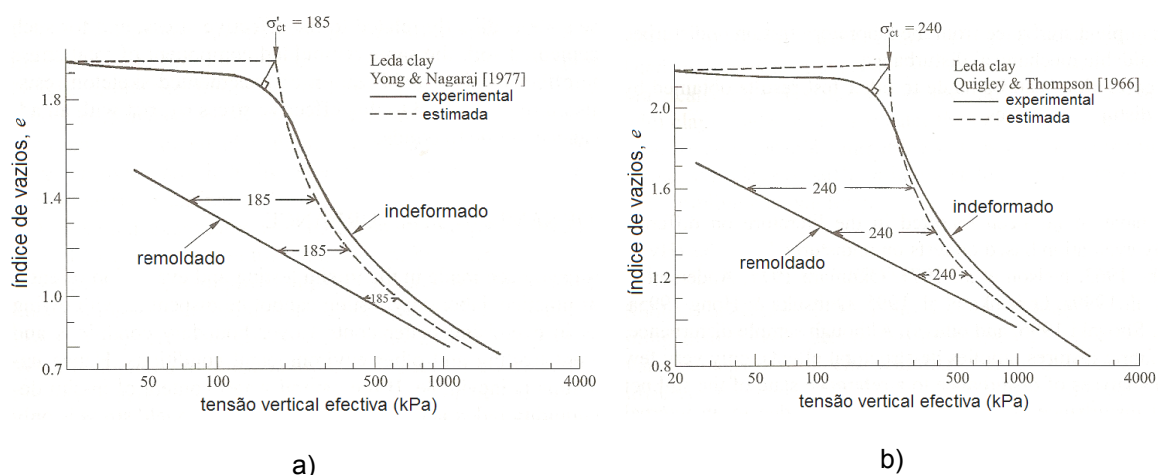


Figura 3.37 – Estimativa da tensão de cedência e da curva de compressibilidade mais provável com base na curva experimental, segundo Nagaraj e Miura (2001): (a) Argila: Leda clay (dados de Yong e Nagaraj, 1977); (b) Argila: Leda clay (dados de Quigley e Thompson, 1966), (Adaptado de Nagaraj e Miura, 2001).

Definida a tensão de cedência nos moldes anteriormente expostos, os valores de σ'_y correspondentes a amostras com graus de perturbação diferentes definem uma linha que, no caso limite, será provavelmente perpendicular à trajectória correspondente ao solo reconstituído, a qual corresponde a cem por cento de perturbação (Fig. 3.38). A validade desta hipótese e a consideração das tensões de cedência de campo, σ'_{yf} , obtidas experimentalmente por Pelletier et al. (1979) e por Folks e Crooks (1966), segundo os autores, permitem, com o conhecimento da curva de campo, estimar, quer a tensão de

cedência, quer a forma da curva laboratorial. O procedimento é ilustrado na Figura 3.39.

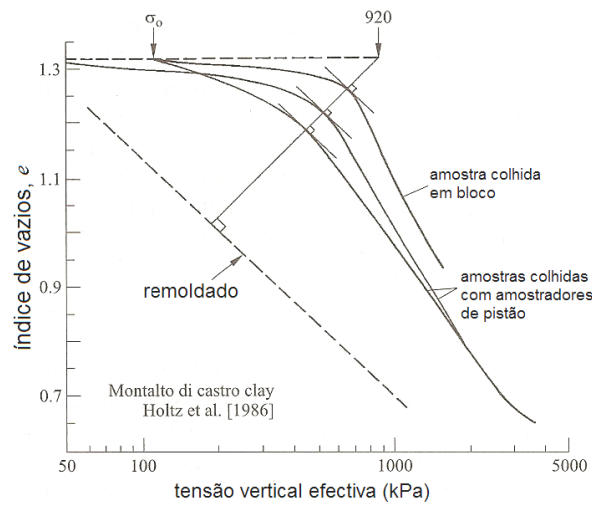


Figura 3.38 – Efeitos da perturbação das amostras na trajetória das curvas de compressibilidade da Argila de Montalto Castro, segundo Nagarj e Miura (2001), a partir dos dados de Holtz et al. (1986), (Adaptado de Nagaraj e Miura, 2001)

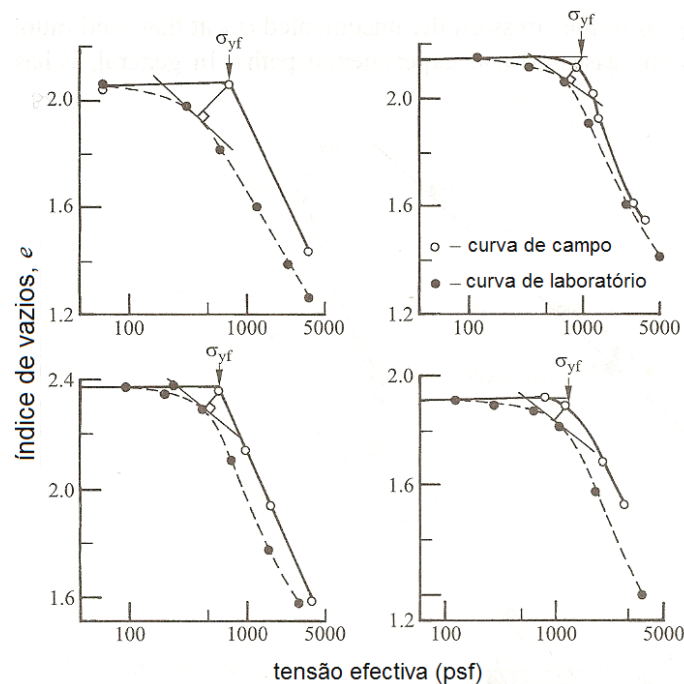


Figura 3.39 – Comparação entre tensões de cedência estimadas e observadas no campo, segundo Nagaraj e Miura (2001), a partir dos dados de Pelletier et al. (1979), (Adaptado de Nagaraj e Miura, 2001).

Becker et al. (1987), segundo Ladd e DeGroot (2003), propuseram um método para a estimativa de σ'_p baseado no conceito de energia de deformação – *Strain Energy* (SE),

na literatura inglesa. Para estimar σ'_p a partir da representação gráfica de SE *versus* σ'_v , em escalas lineares, o método considera o trabalho por volume unitário (Fig. 3.40). Ladd e DeGroot (2003) referem ainda que o método é de fácil aplicação e que fornece valores mais fiáveis e consistentes comparativamente ao método de Casagrande, em especial no caso das argilas rijas, que exibem curvas de compressibilidade mais suaves na transição entre os ramos de recompressão e virgem. Os mesmos autores realçam que para o cálculo da energia de deformação, o método baseia-se no conceito de deformação natural, ε_n (den Haan, 1995) e que, ao invés dum declive médio do ramo NC, deve ser considerado o declive máximo da curva SE *versus* $\log(\sigma'_v)$ na LCV.

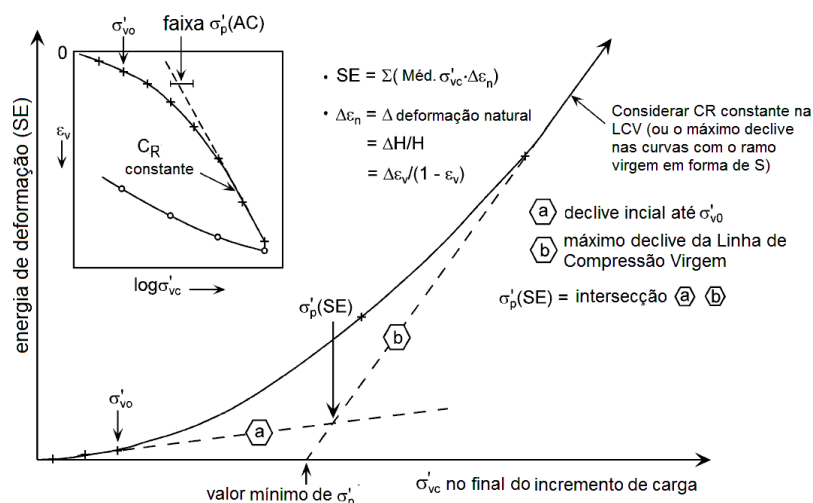


Figura 3.40 – Estimativa da tensão de pré-consolidação pelo método da energia de deformação, segundo Becker et al., (1987), (Adaptado de Ladd et al., 2003).

O facto de, mesmo na representação semilogarítmica, alguns solos exibirem um ramo virgem manifestamente não linear, levou a que alguns investigadores propusessem a utilização doutro tipo de representações, havendo entre eles quem, como Butterfield (1979), Sridharan et al. (1991) e Onitstsuka (1995), coloque mesmo em causa a utilidade da representação e *versus* $\log(\sigma'_v)$. Segundo aqueles investigadores, a representação da curva de compressibilidade num plano bilogarítmico, $\log(1+e)$ *versus* $\log(\sigma'_v)$, apresenta muito maior linearidade para tensões acima e abaixo da tensão de pré-consolidação, inclusivamente nas curvas apresentando linearidade no plano semilogarítmico, conforme a Fig. 3.41. Nesta representação bilogarítmica, a tensão de pré-consolidação é dada pela intersecção entre os troços lineares de recompressão e de compressão virgem (Coelho, 2000).

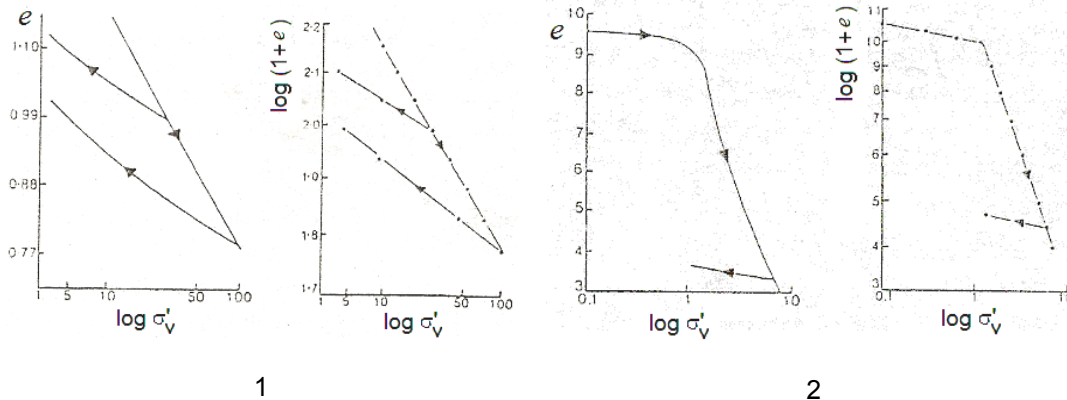


Figura 3.41 – Dois exemplos de comparação entre curvas $e - \log(\sigma'_v)$ e $\log(1+e) - \log(\sigma'_v)$, segundo Butterfield (1979), (Adaptado de Coelho, 2000).

As considerações e os exemplos acima apresentados têm por base resultados obtidos em ensaios edométricos por carga incremental. No caso do ensaio de consolidação contínua do tipo CRS, Sällfors (1975), segundo Lechowicz et al. (1996), propôs o método para a determinação de σ'_p , esquematizado na Figura 3.42. Prolongam-se os troços rectos dos ramos de recompressão e virgem. Constrói-se um triângulo isósceles entre aquelas linhas e a curva de compressibilidade. A abcissa do ponto de intersecção entre a base do triângulo e a linha mais acima corresponde a σ'_p . O autor da proposta faz notar que a escolha das escalas do gráfico deve ser tal, que a distância dum intervalo de 10 kPa no eixo das tensões corresponda à mesma distância de um intervalo de 1% de compressão vertical no eixo as deformações, daí resultando certas limitações de aplicação do método para a taxa de deformação máxima a ser utilizada nos ensaios.

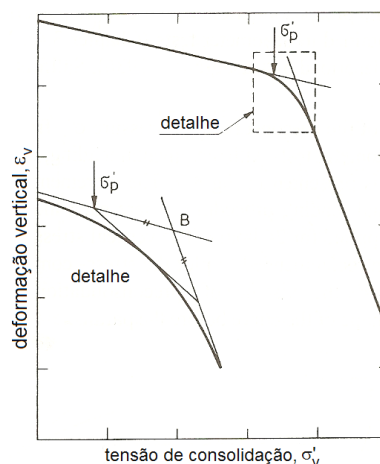


Figura 3.42 – Método de Sällfors para estimativa da tensão de pré-consolidação em ensaios CRS (Lechowicz et al., 1996).

Mesri e Feng (1992), segundo Ladd e DeGroot (2003), apresentaram uma expressão

para o cálculo da taxa de deformação da qual resulta uma curva de compressibilidade semelhante à curva EOP obtida em ensaios do tipo IL e que, para solos moles típicos, são obtidos valores entre 0,5 e 1,0 %/h, aos quais correspondem valores de u_e/σ'_v inferiores a 15%. Contudo, os valores σ'_p assim obtidos são em regra superiores em 10% aos obtidos pelas curvas EOP, o que, segundo os autores, se justifica pelos efeitos da própria taxa de deformação escolhida.

Ladd e DeGroot (2003) caracterizaram a compressibilidade utilizando o parâmetro $C_R = C_c/(1+e_0)$, designada por razão de compressão virgem. Os mesmos autores apresentam (Fig. 3.43) a comparação entre curvas IL (com LIR = 1,0) e curvas CRS (com $\dot{\epsilon}_v = 1\%/h$ e valores de u_e/σ'_v superiores a 1%, mas bem abaixo de 10% na maioria dos ensaios). Na Figura 3.43a observa-se que os valores de σ'_p e de $C_{R\max}$ determinados na curva EOP são significativamente mais baixos do que com os determinados na curva CRS.

Por seu lado, na Figura 3.43b, a curva IL para 24h fornece valores de σ'_p e de $C_{R\max}$ demasiado baixos, enquanto a curva EOP, para $t_c = 40$ minutos (Fig. 3.43c), apresenta um aspecto mais razoável, apesar do ainda muito baixo valor de $C_{R\max}$. Os autores realçam ainda que, noutros ensaios realizados, a boa concordância entre os valores de σ'_p obtidos pelas curvas EOP e CRS, observada na Figura 3.43, foi fortuita e só pôde ser verificada num dos incrementos próximo de σ'_p . Comentam que se fossem diferentes ou o plano de carregamento do ensaio IL ou o valor de σ'_p do solo, esta comparação poderia não ser tão favorável. Leroueil (1996), citado por Leroueil e High (2002), coligiu os resultados de uma variedade de solos argilosos provenientes de diferentes países, tendo observado uma relação $\sigma'_{p[CRS]} / \sigma'_{p[IL]}$, igual a 1,25.

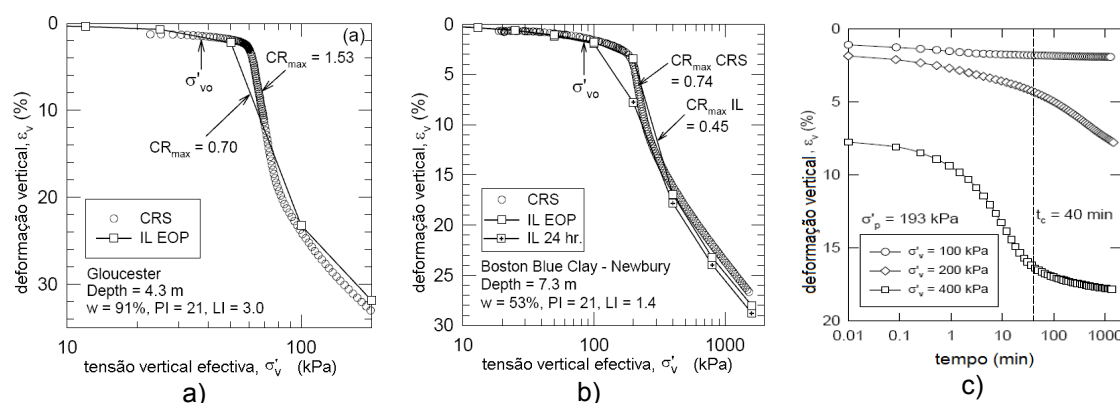


Figura 3.43 – Comparação entre curvas de compressibilidade de ensaios do tipo IL: (a) Argila de Gloucester; (b) Argila azul de Boston; (c) Curvas de consolidação da argila (b). (Adaptado Ladd et al., 2001).

São conhecidos outros métodos para estimar a tensão de pré-consolidação que, no essencial, preconizam a estimativa da ordem de grandeza de σ'_p ou a sua avaliação qualitativa como forma de confirmação do valor obtido por um dos métodos mais convencionais. São exemplos os métodos que se baseiam na variação da tensão efectiva com outras propriedades do solo, nomeadamente o módulo de compressibilidade volumétrico, os coeficientes de consolidação primária e secundária ou ainda a condutividade hidráulica.

Stamatopoulos e Kotzias (1973, 1978), segundo Aguiar (1992), apresentam resultados de um método proposto, segundo o mesmo autor, por Janbu (1979), e que relaciona numa escala aritmética o módulo edométrico com a tensão vertical efectiva, obtendo-se tipicamente uma curva em forma de V, cujo vértice corresponderá a σ'_p , e que é compatível com a relação e versus $\log \sigma'_v$ (Figura 3.44).

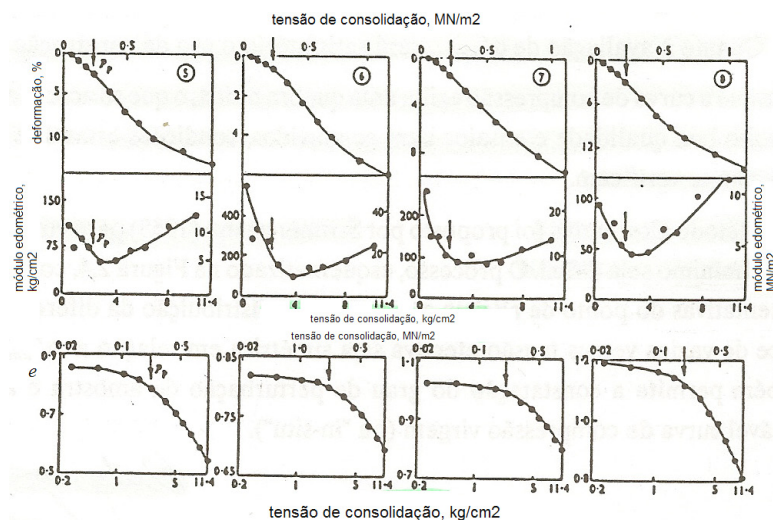


Figura 3.44 – Relações de compressão e compressibilidade com σ'_p em solos coesivos, segundo Stamatopoulos e Kotzias, 1978 (Aguiar, 1992).

Hossain (1995) e Anagnostopoulos (1982), segundo Coelho (2000), verificaram que o coeficiente de consolidação decresce ligeiramente ou mantém-se sensivelmente constante para tensões superiores à tensão de pré-consolidação mas sofre um decréscimo acentuado para tensões próximas de σ'_p . Esta observação é no essencial corroborada por Ladd e DeGroot (2003) que, de acordo com a Figura 3.45, referem que nos solos estruturados verificam-se variações significativas das propriedades de compressibilidade e hidráulicas para tensões acima de σ'_p . O valor de C_R varia com o nível de tensões, apresentando o seu máximo imediatamente após σ'_p e tornando-se progressivamente decrescente com o incremento da desestruturação por compressão. Na transição dos níveis de tensão do ramo de recompressão (OC) para o ramo virgem

(NC), os valores de c_v e de C_α sofrem variações assinaláveis e influenciadas pelo grau de perturbação da amostra. Segundo os mesmos autores, para amostras indeformadas, o valor de $c_v(\text{OC})$ é tipicamente 5 a 10 vezes superior ao valor de $c_v(\text{NC})$, o que se deve a um mais baixo coeficiente de variação volumétrica ($m_v = \Delta \varepsilon_v / \Delta \sigma'_v$) no ramo OC. A taxa de compressão secundária aumenta com a aproximação a σ'_p e, frequentemente, atinge um pico imediatamente após σ'_p . Esta variação de C_α está unicamente relacionada com o declive da curva de compressibilidade, visto que C_α/C_R é predominantemente constante, tanto no ramo OC, como no ramo NC, situação que, segundo os autores, foi claramente demonstrado por Mesri e Castro (1987).

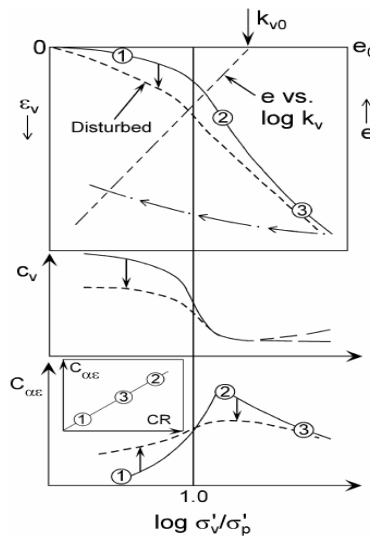


Figura 3.45 – Essencial do comportamento durante a consolidação unidimensional (1D): Evolução com a tensão efectiva vertical normalizada da (i) compressibilidade, (ii) condutividade hidráulica, (iii) coeficientes de consolidação primária (iv) coeficiente de consolidação secundária (*in* Ladd e DeGroot, 2003).

A permeabilidade vertical, k_v , decresce com o aumento de σ'_v segundo uma relação aproximadamente linear entre o índice de vazios e a condutividade hidráulica, expressa por:

$$e = k_v = k_{v0} (10)^{\frac{e-e_0}{C_k}} \quad [3.22]$$

em que k_{v0} é a permeabilidade vertical para o índice de vazios *in situ*, e_0 . O coeficiente $C_k = \Delta e / \Delta \log k_v$ é empiricamente correlacionável com e_0 de forma tal que, para a maioria dos solos argilosos moles, segundo Tavenas et al. (1983), referido por Ladd e DeGroot (2003), $C_k \approx 0,45 \pm 0,1$. Saliente-se entretanto que nos solos estruturados o comportamento muitas vezes observado é claramente não linear.

3.3.5. Consolidação primária

A aplicação duma determinada carga ao solo saturado, em condições de confinamento lateral, provoca uma variação do seu volume com a consequente expulsão de água intersticial. Genericamente esse processo decorre até que no solo se restabeleça um regime hidráulico estacionário. Deste modo, é comum considerarem-se dois estágios de consolidação principais:

- A consolidação primária, durante a qual a taxa de deformação (ou de assentamento) do solo é controlada pela capacidade do solo em expulsar a água intersticial, ou seja, pela condutividade hidráulica do solo. Esta fase decorre com variação no estado de tensão efectiva ($d\sigma'/dt \neq 0$);
- A consolidação secundária, durante a qual a taxa de deformação é controlada apenas pela viscosidade do esqueleto sólido. Esta fase decorre sob um estado de tensão constante ($d\sigma'/dt = 0$);

Existe também uma consolidação inicial imediata que ocorre quase em simultâneo com a aplicação da carga e antes que tenha início a consolidação primária.

Em termos de parametrização geotécnica, a velocidade de consolidação de um solo é caracterizada pelo coeficiente de consolidação, o qual depende fundamentalmente da compressibilidade e da permeabilidade do solo. Em laboratório, este parâmetro é normalmente estimado a partir dos resultados de ensaios de consolidação unidimensional, sendo, portanto, medido na direcção vertical (c_v) e a sua relação com a permeabilidade é dada pela expressão:

$$c_v = \frac{k_v}{\gamma_w \times m_v} \quad [3.23]$$

A observação dos assentamentos no campo com recurso à instrumentação permite também, por retro análise, a estimativa de c_v . Sabe-se, por outro lado, que nalguns casos a permeabilidade dos solos é altamente anisotrópica, pelo que serão também diferentes os coeficientes de consolidação nas direcções vertical (c_v) e horizontal ou radial (c_h ou c_r). Nos ensaios IL, a obtenção do coeficiente de consolidação faz-se, para cada incremento de carga, a partir das curvas de variação da altura do provete com o tempo – curvas de consolidação. Dois métodos de representação gráfica são correntemente utilizados,

sendo, respectivamente, conhecidos como método de Casagrande e método de Taylor. Não pormenorizando a aplicação e os fundamentos de cada um dos métodos, descrevem-se de seguida os modos de determinação de c_v em cada um deles.

O método de Casagrande é baseado no traçado da curva teórica, em escala semilogarítmica, do grau de consolidação médio (\bar{U}_z), em função do factor tempo (T_v), segundo a teoria de consolidação de Terzaghi (Fig. 3.46a). A representação dos dados experimentais neste tipo de gráfico, realça o trecho de consolidação primária e c_v é determinado a partir do tempo correspondente a 50% da consolidação (t_{50}):

$$c_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}} = \frac{0,197 H^2}{t_{50}} \quad [3.24]$$

onde T_{50} é, de acordo com a teoria de consolidação de Terzaghi, o factor tempo correspondente a um grau de consolidação médio de 50% e H é o caminho máximo de drenagem no provete, normalmente considerada igual a metade da altura média do provete quando existe drenagem pelo topo e pela base. O valor de t_{50} é determinado a partir da construção gráfica mostrada na figura 3.46b e corresponde ao valor intermédio entre 0% e 100% de consolidação primária.

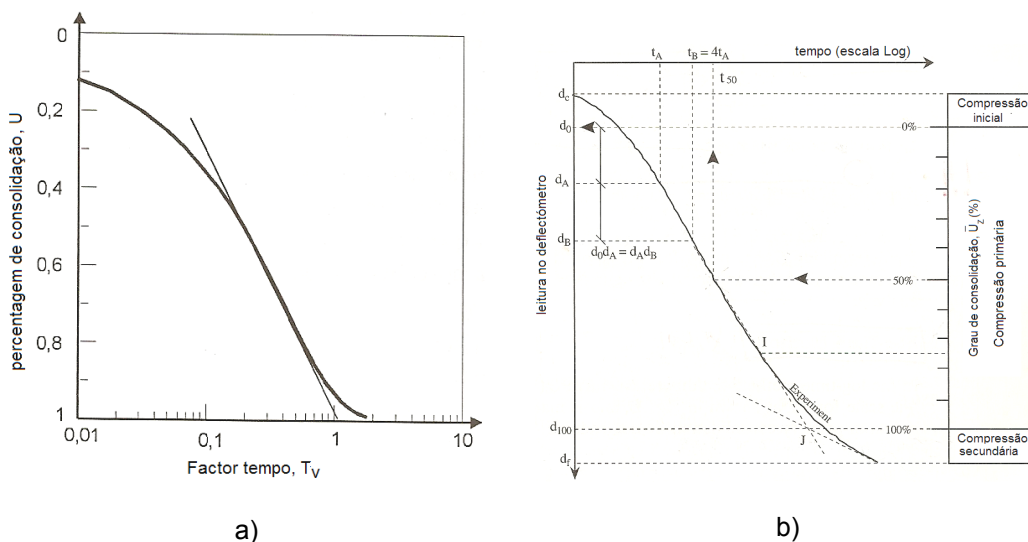


Figura 3.46 – Determinação de c_v pelo método de Casagrande: (a) Curva teórica (Sousa Pinto, 2000); (b) Construção gráfica e determinação dos parâmetros em curva experimental (Bardet, 1997).

O método de Taylor é baseado no traçado da curva teórica de \bar{U}_z , em função de T_v , marcando em abcissas a raiz quadrada do factor tempo (Fig. 3.47a). Esta representação realça o trecho inicial da curva que, por ser parabólico, apresenta-se como um troço recto nesta representação. Os dados experimentais são colocados em função da raiz quadrada do tempo (Fig. 3.47b) e c_v é determinado a partir do tempo correspondente a 90% da consolidação (t_{90}):

$$c_v = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}} = \frac{0,848 H^2}{t_{90}} \quad [3.25]$$

onde T_{90} tem um significado análogo a T_{50} e H tem o significado anteriormente referido. O valor de t_{90} é determinado a partir da construção gráfica mostrada na Figura 3.47b. Do início da consolidação primária, traça-se uma recta com abcissas iguais a 1,15 vezes as abcissas correspondentes ao troço recto inicial. A intersecção d recta com a curva experimental corresponde ao ponto para o qual terá ocorrido 90% da consolidação. Esta interpretação decorre da verificação, pela teoria de consolidação de Terzaghi, que pela equação parabólica da parte inicial da curva de consolidação (linearizada na reappresentação $U - \sqrt{t}$) para $U=0,9$ tem-se $T_v=0,64$, cuja raiz quadrada é 0,80. Pela solução da teoria de consolidação, para $U=0,9$ tem-se $T_v=0,848$, cuja raiz quadrada é 0,92, ou seja 15% maior que 0,80.

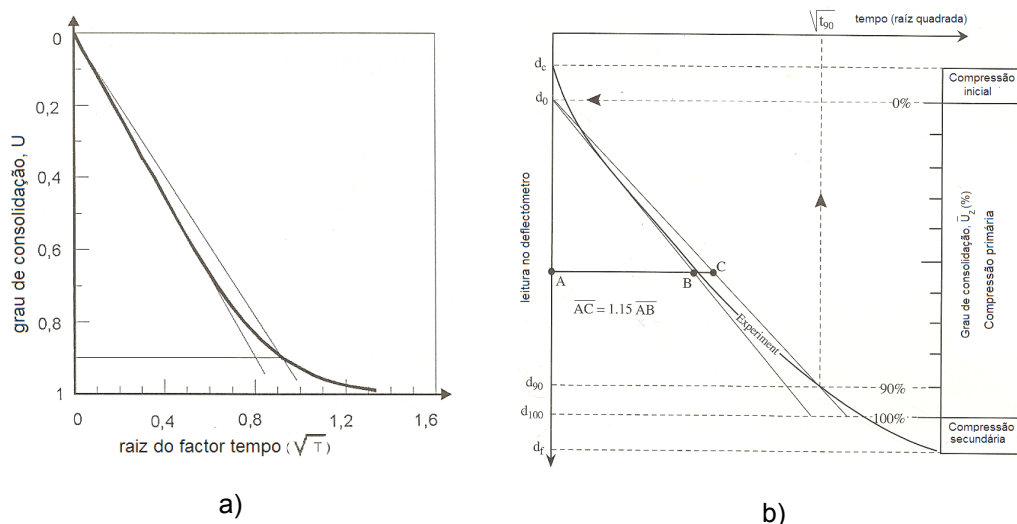


Figura 3.47 – Determinação de c_v pelo método de Taylor: (a) Curva teórica (Sousa Pinto, 2000); (b) Construção gráfica e determinação dos parâmetros em curva experimental (Bardet, 1997).

Quanto à opção por um dos métodos, Coelho (2000) refere que o método de Casagrande se mostra por vezes difícil de utilizar, nomeadamente em solos com elevados coeficientes de consolidação e/ou quando os assentamentos são fortemente influenciados pelo fenómeno da fluência. O mesmo autor refere que o método de Taylor, por seu lado, porque se baseia na interpretação da fase inicial da consolidação, é menos influenciado pela ocorrência da fluência durante o ensaio, mas exige um maior número e precisão de leituras na fase inicial imediatamente após à aplicação do respectivo escalão de carregamento.

Salas e Alpañes (1975) referem que a medição das pressões intersticiais mostrar que as pressões da água para t_{90} são geralmente superiores às calculadas pela teoria da consolidação, o que faz com que, no método de Taylor, sejam obtidos valores de c_v algo superiores aos obtidos pelo método de Casagrande. Coelho (2000), citando Duncan (1993), realça que, caso as curvas de laboratório fossem exactamente iguais às curvas teóricas resultantes da aplicação da teoria da consolidação, os valores obtidos pelos dois métodos seriam exactamente iguais. Sridharan et al. (1997) identificam como causas principais para as discrepâncias observadas os efeitos, quer da compressibilidade inicial do provete que aumenta o valor médio de c_v , quer da fluência, que ganha maior preponderância no final da consolidação primária e reduz o valor de c_v . Estes autores concluem assim que os métodos baseados na fase inicial da consolidação, como o método de Taylor, influenciados pela compressibilidade inicial da amostra, tenderão a conduzir a valores mais elevados de c_v , enquanto os que se baseiam na fase final da consolidação, como o método de Casagrande, influenciados pelo fenómeno da fluência, tenderão a fornecer valores subestimados de c_v .

Existem ainda métodos para a determinação de c_v não tão divulgados, como o método da velocidade proposto por Parkin (1981), segundo Coelho (200) ou o método da hipérbole rectangular proposto por Sridharan et al. (1987). Em ambos casos, os autores proponentes realizaram um grande número de ensaios, pelos quais se verifica que os valores obtidos se situam no intervalo definido pelos métodos tradicionais, pelo que o principal proveito de que deles se pode retirar é essencialmente a facilidade com que se procede ao tratamento automático dos dados. No Quadro 3.18 são apresentados valores de c_v para diferentes tipos de solos coligidos por Bardet (1997).

Quadro 3.18 – Coeficientes de consolidação para diferentes tipos de solos. (Bardet, 1997)

| Tipo de solo | ASTM | Coeficiente de consolidação (m ² /ano) | Coeficiente de consolidação (10 ⁻⁴ cm ² /s) | Referências |
|--|---------|---|---|---------------------------|
| Argila da Cidade do México | MH | 0,9 – 1,5 | 0,28 – 0,47 | Leonards e Girauld (1961) |
| Argila azul de Boston | CL | 6,0 – 18,0 | 1,89 – 5,68 | Ladd e Luscher (1965) |
| Silte orgânico | OH | 0,6 – 3,0 | 0,19 – 0,95 | Lowe et al. (1964) |
| Argilas da Suécia de sensibilidade média | CL - CH | 0,1 – 0,2 | 0,03 – 0,06 | Holtz e Broms (1972) |
| Silte calcário normalmente consolidado | | 1015 | 320 | Paoulos (1980) |
| Argila marinha | | 634 - 6342 | 200 - 2000 | Bishop e Henkel (1962) |

Na secção 3.4.3 foi referido o comportamento genérico da variação de c_v com a tensão efectiva. Tendo presente a relação entre o coeficiente de consolidação e a condutividade hidráulica dada pela equação [3.23], os resultados dos ensaios edométricos mostram que para carregamentos ao longo de LCV, k_v e m_v diminuem, o que se explica com o aumento da rigidez do solo. Como c_v resulta da divisão entre esses parâmetros, ele varia pouco. No troço abaixo da tensão de pré-consolidação, m_v varia bastante, k_v muito menos, e c_v tende a aumentar. Os valores de c_v são manifestamente maiores nas proximidades de σ'_p , que ao longo do ramo virgem.

Noutro tipo de abordagem, os ensaios CRS têm menor duração que os ensaios convencionais IL, por normalmente não se aguardar pela dissipação completa do excesso de poro-pressão resultante do carregamento com taxa de deformação constante. A duração do ensaio é pois controlada pela taxa de deformação, $\dot{\epsilon}_v$. Neste caso, o coeficiente de consolidação pode ser estimado, segundo Bardet (1997), pela expressão:

$$c_v \approx \frac{\bar{h}^2}{2\bar{u}_A \delta t} \left(\delta \sigma - \frac{2}{3} \delta u_A \right) \quad [3.26]$$

onde δt é o intervalo de tempo entre duas medições, \bar{h} é a altura média do provete durante δt , \bar{u}_A é o excesso de poro-pressão médio durante δt , $\delta \sigma$ é a variação da tensão total aplicada durante δt , e δu_A é a variação do excesso de poro-pressão durante δt . Doutro modo, a norma ASTM 4186 sugere o cálculo do coeficiente de consolidação médio, num dado intervalo de tempo, a partir da expressão:

$$c_v \approx \frac{\bar{h}^2 \log\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)}{2(t_2 - t_1) \log\left(1 - \frac{\bar{u}_A}{\bar{\sigma}}\right)} \quad [3.27]$$

onde σ_1 é a tensão total no instante t_1 , σ_2 é a tensão total no instante $t_2 = t_1 + \delta t$, \bar{h} é a altura média do provete durante δt e $\bar{\sigma}$ é a tensão total média durante δt .

Defendendo a predilecção pelo ensaio CRS, Ladd e DeGroot (2003) referem que a compressão secundária que ocorre nos ensaios IL com carregamentos durante 24h, faz com que, no início, o solo se comporte como um material sobreconsolidado, com valores elevados de c_v nos sucessivos incrementos de carga e a sua magnitude é condicionada pelo método de construção gráfica utilizado na sua determinação. Como exemplo, os autores referem que num ensaio de 24h com LIR = 1,0, obtém-se $c_{v(\sqrt{t})} \approx (2 \pm 0,5) c_{v(\log t)}$, e que o problema se torna tanto mais crítico quanto menor for a razão incremental (LIR), a tal ponto que c_v pode tornar-se indeterminável, a menos que seja reduzido o tempo de carregamento por forma a minimizar os efeitos da compressão secundária. Os autores realçam então que, além de evitar tais ambiguidades, o ensaio CRS permite a visualização contínua dos valores de k_v e de c_v em função de ε_v e de σ'_v . A Figura 3.48 ilustra um conjunto de representações gráficas geradas por computador relativas a um ensaio CRS realizado com amostras de uma argila originária de um ambiente lacustre. Segundo os autores, os resultados são típicos de argilas estruturadas, nomeadamente a curva em forma de um S invertido, com σ'_p bem definido e decréscimos acentuados de C_R , valores mínimos de u_e/σ_v próximo de σ'_p e uma queda acentuada de c_v na aproximação à σ'_p . A exceção é feita para relação $e - \log(k_v)$, cujo comportamento voltará a ser abordado mais adiante.

No que ao dimensionamento geotécnico diz respeito, as diferenças entre os resultados de c_v obtidos pelos dois métodos não parecem constituir um problema significativamente crítico, havendo uma maior sensibilidade dos geotécnicos quanto às discrepâncias que se verificam entre os valores laboratoriais e os observados a partir da monitorização no campo, dos assentamentos ao longo do tempo. Coelho (2000), citando Magnan (1980), refere que as observações de campo mostram que esses assentamentos decorrem a uma taxa bastante superior à prevista com base nos coeficientes de consolidação determinados em laboratório, indicando que o coeficiente de consolidação de campo é substancialmente superior ao determinado sobre a curva laboratorial por qualquer um

dos métodos anteriormente referidos. Entre as causas prováveis para essas diferenças estarão situações de carregamento não confinado, como nos aterros rodoviários, em que uma faixa de terreno é carregada e possa haver uma contribuição dos assentamentos por deformação lateral.

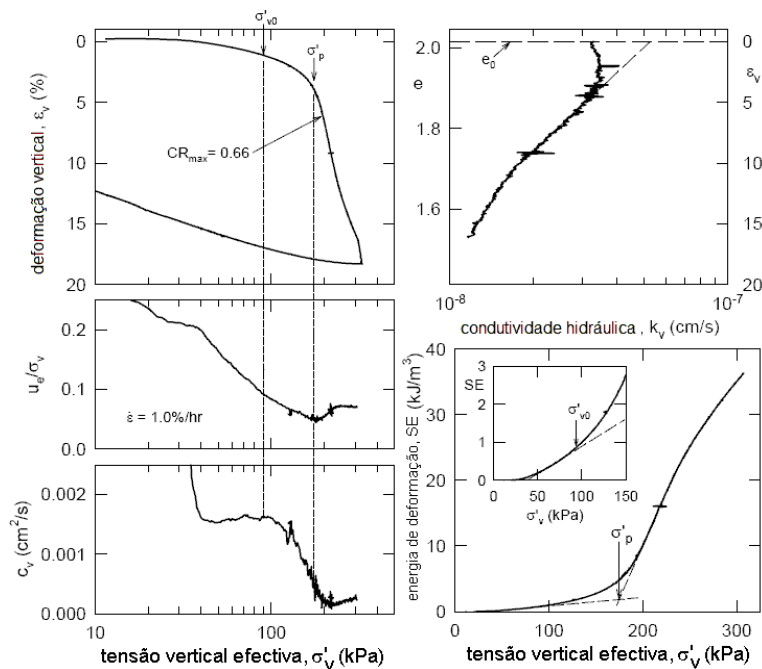


Figura 3.48 – Resultados de ensaios CRS sobre uma argila naturalmente estruturada de origem em ambiente lacustre (CH, $z=15,7\text{m}$; $w_n=72\%$; w_L estimado= $75\pm 10\%$; $I_p=47\pm 7\%$), (Ladd et al., 2003).

A estratificação ou a intercalação de lentes arenosas entre as camadas argilosas compressíveis, à escala do maciço bem como a possibilidade de ocorrência de drenagem lateral, poderão também explicar uma mais rápida consolidação que a estimada com base nos valores de c_v obtidos em laboratório. Lancellotta (1995), segundo Coelho (2000), sugere mesmo que o valor de c_v de campo é 4 a 20 vezes superior ao determinado em laboratório, o que, segundo o mesmo autor, terá levado Duncan (1993) a aconselhar a opção pelo valor de c_v obtido pelo método de Taylor, de modo a minimizar os erros na previsão da evolução da consolidação com o tempo.

É então legítimo concluir que a melhor maneira de estimar o coeficiente de consolidação de um solo argiloso seja a partir da retro-análise de carregamentos feitos no campo. Ainda assim, segundo Almeida e Ferreira (1993), Leroueil e Jamiolkowski (1991) são peremptórios em assegurar que, na caracterização geotécnica, o parâmetro mais difícil

de determinar é um coeficiente consolidação representativo de um solo. Uma forma prática consiste em medir os assentamentos de aterros construídos e, utilizando os princípios dos métodos de Casagrande ou de Taylor, determinar os valores de c_v . Neste tipo de análises é conveniente ter em conta que, contrariamente ao que ocorre nos ensaios de laboratório, o tempo de carregamento não é instantâneo. Sousa Pinto (2000) refere que retro-análises de assentamentos observados em aterros em áreas limitadas ou de largura limitada construídos na Baixa Santista (São Paulo, Brasil) indicam valores da ordem de 0,1 a 0,5 m²/dia, valores esses que são cerca de 30 a 100 vezes superiores aos obtidos em ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas localmente recolhidas. O mesmo autor refere que no caso de aterros de grande largura, as retro-análises indicam valores menores, da ordem de 0,03 m²/dia, pelo facto de não apresentarem a mesma facilidade de percolação lateral comparativamente aos aterros de pequena largura.

Existem métodos mais elaborados para a estimativa tanto do coeficiente de consolidação vertical como do coeficiente de consolidação horizontal, a partir de observações de campo, correntemente empregados na prática da engenharia geotécnica, principalmente nas situações em que são utilizados drenos verticais para acelerar a consolidação de camadas de alta compressibilidade. A descrição que é feita de seguida dalguns desses métodos é baseada nalgumas das referências (Terzaghi e Frölich, 1936; Barron, 1948; Mikasa, 1963; Asaoka, 1978; Magnan e Deroy, 1980 e Orleach, 1983) feitas por Badeshi (2004). Destacam-se, pois, o método de Asaoka (1978), o método de Asaoka Modificado por Magnan e Deroy (1980) e o método de Orleach (1983). Os dois primeiros métodos são baseados na monitorização de medidas de assentamentos e o terceiro em medidas da poro-pressão.

Nos casos em que a drenagem é vertical, o método de Asaoka (1978) elege a equação de consolidação de Mikasa (1963) definida como:

$$\left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) = c_v \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial z^2} \quad [3.28]$$

onde ε_v é a deformação volumétrica vertical, c_v é o coeficiente de consolidação vertical e t é o tempo. Deste modo, o valor de c_v proposto por Asaoka é dado por:

$$c_v = -\frac{5}{12} H_d^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad [3.29]$$

onde H_d é distância de drenagem, β_1 é coeficiente angular (Fig. 46.2.b), Δt é o intervalo de tempo considerado. Magnan e Deroy (1980) modificaram o método tendo por base a equação da consolidação desenvolvida por Terzaghi e Frölich (1936), propondo uma expressão para determinar c_v muito semelhante à anterior:

$$c_v = -\frac{4}{\pi^2} H_d^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad [3.30]$$

Nos casos em que a drenagem é puramente horizontal, Magnan e Deroy (1980) referem a equação de consolidação desenvolvida por Barron (1948), que, admitindo a condição de deformações verticais iguais, está na base da proposta apresentada pelos referidos autores para a determinação do coeficiente de consolidação horizontal, c_h , dada por:

$$c_h = -\frac{F(n)}{8} d_e^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad [3.31]$$

sendo $F(n)$ um factor dependente do espaçamento entre os drenos, que varia entre 0,9 e 2,5, e d_e é o espaçamento equivalente dos drenos. Nos casos de drenagem combinada vertical e radial, Magnan e Deroy (1980) propuseram inicialmente uma equação para o cálculo do coeficiente de consolidação horizontal dada pela expressão:

$$c_h = -\frac{d_e^2 F(n)}{8} \left[\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} + \frac{\pi^2 c_v}{4 H_d^2} \right] \quad [3.32]$$

Observa-se então que a expressão resulta num sistema indeterminado, com duas incógnitas, c_v e c_h , e apenas uma equação. Assim sendo, torna-se necessária uma informação adicional, qual seja a relação entre os coeficientes de consolidação vertical e horizontal. Atribuindo um valor para c_v e inserindo a relação $r = c_h/c_v$, a equação [3.32] pode ser escrita na forma:

$$c_h = \frac{\frac{-\ln \beta_1}{\Delta t}}{\frac{8}{d_e^2 F(n)} + \frac{\pi^2}{4rH_d^2}} \quad [3.33]$$

A construção gráfica do método e Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980) é feita de acordo com os seguintes passos (Fig. 3.49):

- Representa-se a curva dos assentamentos ao longo do tempo;
- Divide-se a curva em valores de tempo igualmente espaçados, recomendando-se admitir valores entre 30 e 90 dias;
- Determinam-se os assentamentos s_1, s_2, s_3, \dots correspondentes ao tempo t_1, t_2, t_3, \dots
- Constrói-se o gráfico s_i, s_{i-1} , num sistema de eixos cartesianos com a mesma escala horizontal e vertical, utilizando os valores determinados em (c);
- Traça-se a recta que melhor se ajusta aos pontos do gráfico do item (d);
- Determina-se o coeficiente angular (β_1) da curva, conforme a figura (Fig. 3.49b);
- Traça-se a bissetriz dos eixos cartesianos para obter com a intersecção com a recta de (f) o assentamento a tempo infinito, s_∞ , como ilustrado na Figura 3.49b;
- Determinam-se os valores dos coeficientes de consolidação vertical e horizontal.

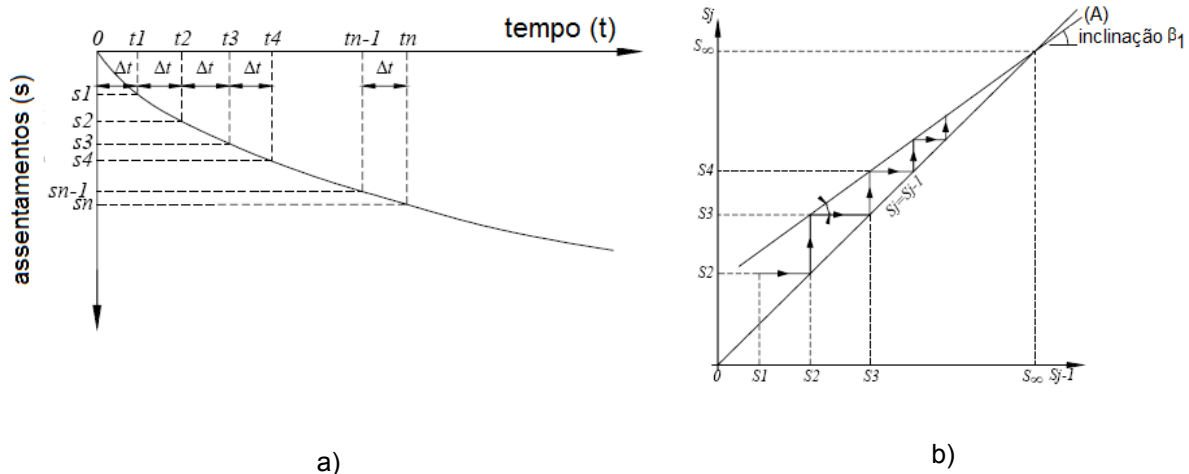


Figura 3.49 – Construção gráfica do método e Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980): (a) Curva assentamento – tempo na construção gráfica, segundo Asaoka (1978); (b) Modificação, segundo Magnan e Deroy (1980), (in Badeshi, 2004).

Badeshi (2004) refere que no caso de carregamentos faseados, deve ser adoptado um coeficiente angular para cada fase de carregamento constante (Fig. 3.50). O mesmo

autor, referindo-se ao trabalho de Schmidt (1992), faz notar que o valor de β_1 determinado pelo método de Asaoka é afectado pela ocorrência de consolidação secundária juntamente com a consolidação primária. Este facto é verificado com a mudança de inclinação da curva como ilustrado na Figura (3.49b).

Massad (1982), segundo Badeshi (2004), realça que o método de Asaoka só pode ser aplicado após transcorridos 60% da consolidação, sendo válido apenas para relações exponenciais, pelo que se torna indispensável uma estimativa do assentamento final para a correcta aplicação do método. Os erros correntes devidos à aplicação do método fora da gama de valores sugeridos acarretam, no caso da consolidação predominantemente vertical, a previsão de assentamentos menores e coeficientes de consolidação verticais maiores que os reais. Para o caso da consolidação radial e combinada (vertical e horizontal), respeitando a gama de valores sugeridos, o método apresenta uma estimativa correcta para os assentamentos, porém o coeficiente de consolidação depende da geometria da zona de amolgamento em torno do dreno. Ladd e DeGroot (2003), citando Saye (2003), sublinham que o amolgamento do solo causado pela instalação dos drenos, principalmente quando pouco espaçados, tende a causar a diminuição do valor de c_h .

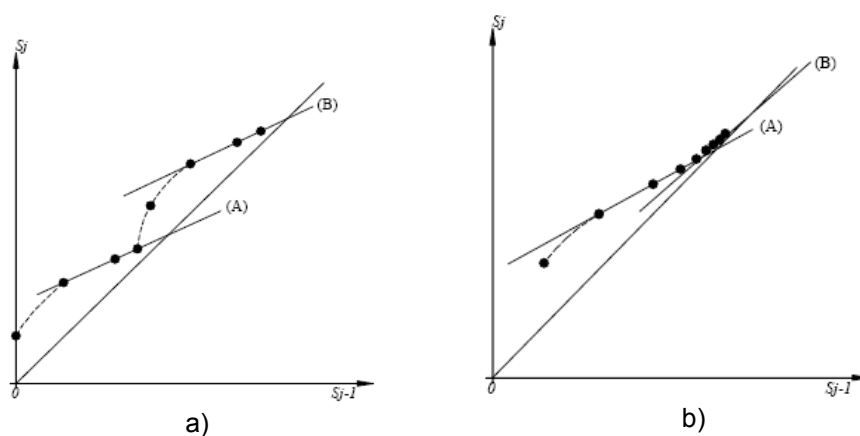


Figura 3.50 – Método de Asaoka em carregamentos por etapas: (a) Carregamento em duas etapas; (b) Compressão secundária em cada etapa de carregamento na construção gráfica de Asaoka (1978), (in Badeshi, 2004).

O método desenvolvido por Orleach (1983) baseia-se nas análises dos dados de poro-pressão medidos no campo para determinar os coeficientes de consolidação vertical e horizontal. No caso de drenagem vertical, o referido autor utiliza apenas o primeiro termo da série da equação de poro-pressões da teoria de consolidação de Terzaghi, válida para

$T_v < 0,1$, tendo confirmado que a equação poderia ser reduzida à equação de uma recta, ao representar a variação da pressão da água nos poros (em escala logarítmica) ao longo do tempo (em escala linear), de acordo com a equação (Badeshi, 2004):

$$\ln(u) = \alpha_0 - \alpha_1 t \quad [3.34]$$

e que:

$$\alpha_1 = \frac{\pi^2 c_v}{4 H_d^2} \quad [3.35]$$

Assim sendo, o coeficiente de consolidação vertical é dado por:

$$c_v = 4 \left[\frac{H_d^2}{\pi^2} \right] \alpha_1 \quad [3.36]$$

onde α_0 e α_1 são, respectivamente, a ordenada na origem e o declive da recta, t é o tempo e H_d é a distância de drenagem. No caso de drenagem radial, Orleach (1983) baseia-se na equação da poro-pressão de Barron (1948), de cujo tratamento resultou uma equação análoga a da consolidação vertical e, a partir da qual o parâmetro α_1 define-se como:

$$\alpha_1 = \frac{8 c_h}{F(n) d_e^2} \quad [3.37]$$

Assim sendo, a partir do gráfico da variação da pressão da água nos poros (em escala logarítmica) ao longo do tempo (em escala linear), e obtido o valor de α_1 , o coeficiente de consolidação horizontal pode ser expresso na forma:

$$c_h = \left[\frac{F(n) d_e^2}{8} \right] \alpha_1 \quad [3.38]$$

No caso da drenagem combinada, deve ser avaliada a real importância do efeito da drenagem vertical. Ferreira (1991), segundo Badeshi (2004), ao comparar os efeitos da

drenagem vertical para diferentes razões de factor de tempo T_v/T_h com factores de profundidade normalizada, Z , concluiu que, para valores baixos de $(T_v/T_h < 0,01)$ e para valores de Z maiores que 0,2 e 0,3, pode considerar-se desprezável a influência da drenagem vertical.

A construção gráfica do método de Orleach (1983) consiste nos seguintes passos (Badeshi, 2004):

- Representa-se a curva de excesso de poro-pressão ao longo do tempo conforme ilustrado na Figura 3.51a;
- Representa-se a curva em escala logarítmica dos dados de excesso de poro-pressão ao longo do tempo;
- Traça-se a recta que melhor se ajusta aos pontos do gráfico do item (b);
- Determina-se α_1 de acordo com a Figura 3.50b;
- Determinam-se os valores dos coeficientes de consolidação vertical e horizontal.

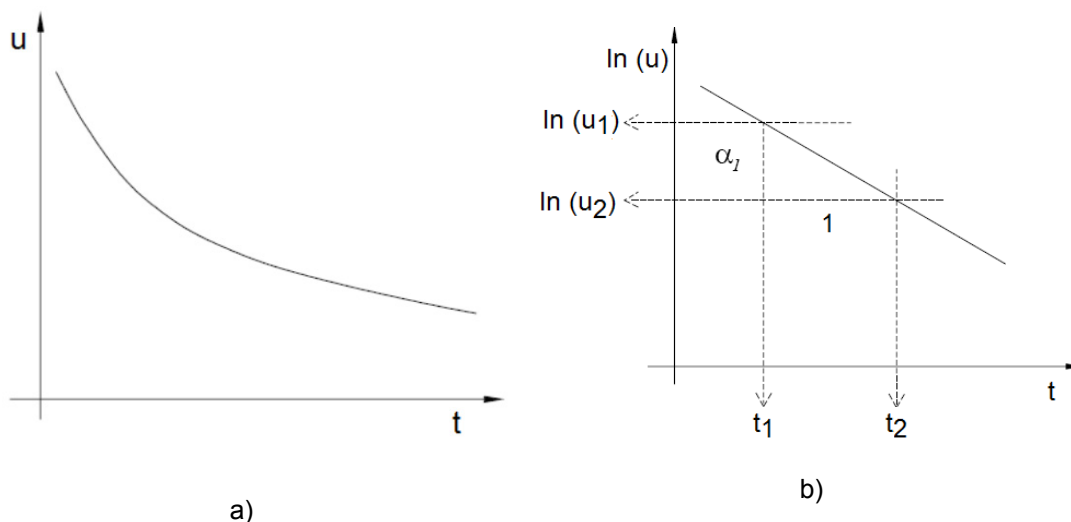


Figura 3.51 – Método de Orleach: (a) Gráfico do excesso de poro-pressão; (b) Determinação do valor da α_1 , na construção gráfica de Orleach (in Badeshi, 2004).

Almeida e Ferreira (1993) estudaram o comportamento de um aterro experimental sobre um depósito argiloso muito mole, com cerca de 10m de espessura e sobrejacente a um nível arenoso. A consolidação dos solos moles foi acelerada com a instalação de drenos verticais. Os autores compararam os resultados obtidos em ensaios de consolidação laboratoriais, ensaios (de campo) de dissipação com o piezocone e por retro-análises de dados resultantes da monitorização dos assentamentos (com placas de assentamento convencionais e magnéticas) e das poro-pressões. Os resultados constam no Quadro 3.19 e, de acordo com a leitura do mesmo, os autores referem que tanto para c_v como

para c_h , os valores mais baixos correspondem aos ensaios de laboratório e os mais altos aos assentamentos medidos, enquanto, de um modo geral, os valores intermédios correspondem aos derivados das medições das poro-pressões e dos ensaios de dissipação com o piezocone. Os autores realçam igualmente a boa concordância entre os valores obtidos no campo e em laboratório, apesar das maiores discrepâncias entre os valores de c_v obtidos por retro-análise e por ensaios laboratoriais. Acrescentam que evidências suportadas por análises numéricas, mostraram que os assentamentos secundários são altamente relevantes no depósito estudado, o que torna inadequada a abordagem retro analítica apoiada na hipótese de predominância da consolidação primária. Dado que os drenos aceleram a consolidação primária, a influência da consolidação secundária aparenta ser menor sobre c_h do que sobre c_v . É também referido que a presença de uma crosta de dessecação nos 2 metros mais superficiais, com valores aparentemente elevados de c_v , terá provavelmente sido outro factor a influenciar os resultados na comparação entre os diferentes métodos de cálculo.

Quadro 3.19 – Determinação de c_v e c_h por diferentes tipos de ensaio (Almeida e Ferreira, 1993)

| Procedimento/ensaio | Intervalo de profundidade | c_v ($10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$) | c_h ($10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$) |
|------------------------|---------------------------|---|---|
| Placas de assentamento | Toda a camada | 29,7 | 5,7 – 15,8 |
| Placas magnéticas | Toda a camada | 22,6 | 4,2 – 8,1 |
| Poro pressões | 3,3 – 8,3 | 2,2 – 4,5 | 1,2 – 2,8 |
| Ensaio edométrico | 5,0 – 6,0 | 1,2 | 2,4 |
| Ensaio com o piezocone | 2,2 – 8,2 | 1,6 – 4,4 | 3,1 – 8,7 |

A permeabilidade ou condutividade hidráulica do solo, parâmetro de grande influência no valor do coeficiente de consolidação, é por seu lado influenciada por propriedades do solo como a composição granulométrica, a mineralogia, ou ainda o conteúdo de matéria orgânica. Do ponto de vista da estrutura elementar do solo no seu estado natural, a permeabilidade tem uma relação directa com o índice de vazios de ocorrência, o qual, como se sabe, depende de OCR e da tensão vertical efectiva no maciço. Na Figura 3.52a é ilustrada a relação entre o índice de vazios e a condutividade hidráulica para vários tipos de solos, na gama de magnitude entre 10^{-5} e 10^{-10} cm/s . Tavenas et al. (1983), segundo Hight (1987), identificaram uma relação aproximadamente linear entre o índice de vazios e o logaritmo da condutividade hidráulica para solos argilosos moles com e_0 inferior a 2,5. Segundo os autores, a importância de tal relação está no facto de

se apresentar geralmente válida para um intervalo de deformações volumétricas compatível com o desempenho das obras geotécnicas correntes. A expressão é dada por:

$$C_k \log \frac{k_0}{k} = \Delta e \quad [3.39]$$

onde, C_k é o coeficiente de variação da permeabilidade, que se relaciona com e_0 na forma:

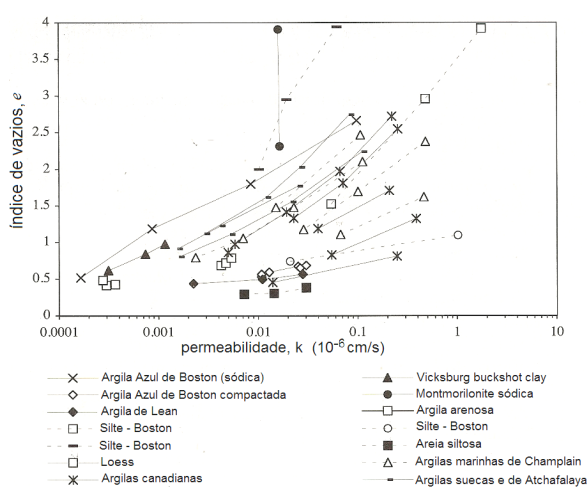
$$C_k \approx 0,5 e_0 \quad [3.40]$$

Na Figura 3.52b são ilustradas as relações entre o índice de vazios e a permeabilidade observadas para diferentes solos naturais. Segundo Hight et al. (1987), a presença de matéria orgânica tende a aumentar o índice de vazios e, conseqüentemente, a permeabilidade dos solos. Os autores acrescentam que a redução da permeabilidade com o incremento do nível de tensões dá-se de forma substancialmente mais acentuada nas argilas orgânicas comparativamente às inorgânicas. Contudo, os mesmos autores, referindo-se ao trabalho de Hobbs (1986), fazem notar que existem evidências de que a equação [3.40] não tem aplicação em solos eminentemente orgânicos.

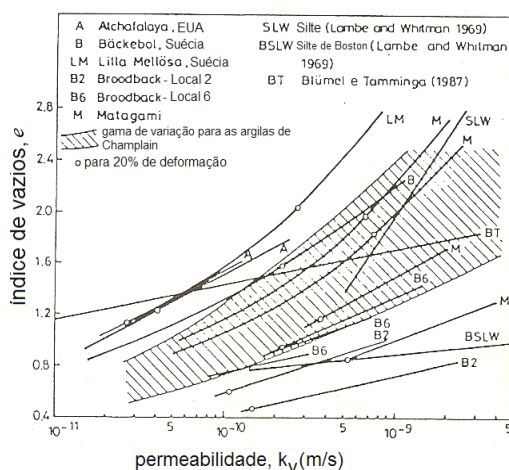
Sabe-se que no interior dos maciços a permeabilidade apresenta-se como uma propriedade tendencialmente anisotrópica, mesmo que em graus muito reduzidos. Esta anisotropia é normalmente caracterizada pela relação entre as permeabilidades horizontal e vertical dada pelo parâmetro $r_k = k_h/k_v$. As Figuras 3.53 e 3.54 ilustram a relação entre as condutividades hidráulicas horizontais e verticais de diversos solos argilosos moles no seu estado natural, simbolizadas, respectivamente, por k_{h0} e k_{v0} .

De acordo com a Figura 3.54, e segundo (Leroueil e Hight, 2002), constata-se que: (i) para a maioria dos solos argilosos naturais a permeabilidade vertical situa-se no intervalo 3×10^{-10} - 5×10^{-9} m/s; (ii) nos depósitos homogêneos (entenda-se não marcadamente estratificados) argilosos de origem marinha o valor de r_k é geralmente menor que 1,2; (iii) o valor do parâmetro r_k é maior nos depósitos estratificados ou de argilas variegadas mas geralmente aparenta ser menor que 10. No caso das argilas de origem marinha, a anisotropia revela-se maior nas argilas rijas sobreconsolidadas do que nas argilas moles, devido, muito provavelmente, à orientação preferencial na direcção horizontal das partículas de argila com o aumento da pressão sobrejacente.

Uma consequência da anisotropia na condutividade hidráulica dos maciços pode ser a diminuição do tempo de consolidação de camadas carregadas em maciços nessas condições. Contudo, a magnitude e a extensão do processo será necessariamente governado pela disposição relativa entre as camadas de maior e de menor permeabilidade, bem como pelas direcções preferenciais de drenagem. Autores como Jamiolkowski et al. (1995), ou e Mesri et al. () referidos *in* Coelho (2000), relatam a obtenção de valores de r_k da ordem de 11 a 305, em depósitos de solos moles silto-argilosos orgânicos, apresentando intervalos de variação observados noutros solos moles (Quadro 3.20).



a)



b)

Figura 3.52 – Relação entre a permeabilidade e o índice vazios: (a) Permeabilidade de vários solos da ordem de grandeza entre 10^{-5} a 10^{-10} , segundo Lambe e Whitman, 1979 e Tavenas et al., 1983 (Adaptado de Bardet, 1997); (b) Relações $e - \log(\sigma'_v)$ frequentemente observadas em solos moles naturais, segundo Tavenas (1993), (adaptado de Hight et al., 1987).

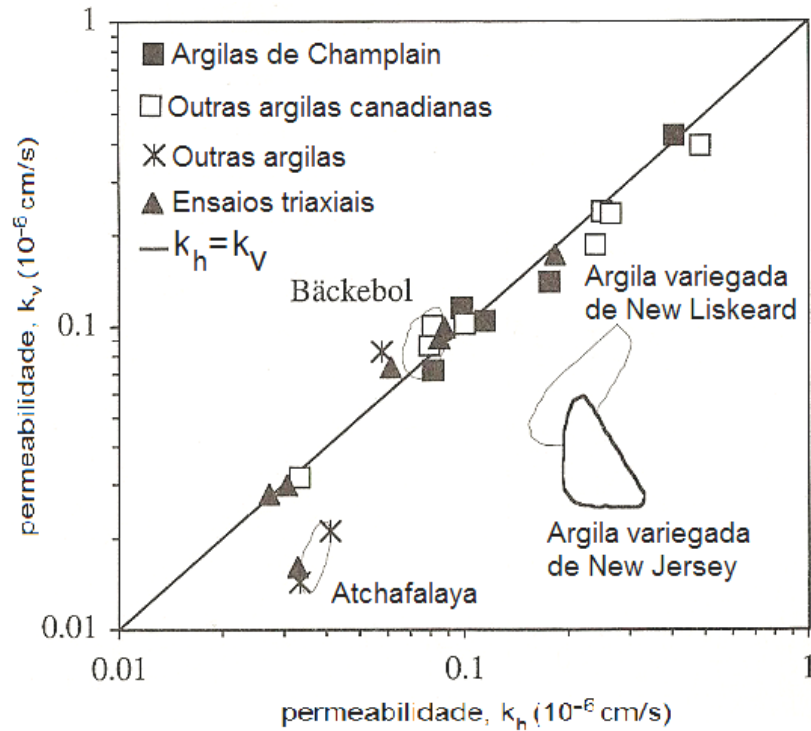


Figura 3.53 – Anisotropia de permeabilidade de várias argilas naturais, segundo Tavenas e Leroueil (1987), (adaptado de Bardet, 1997).

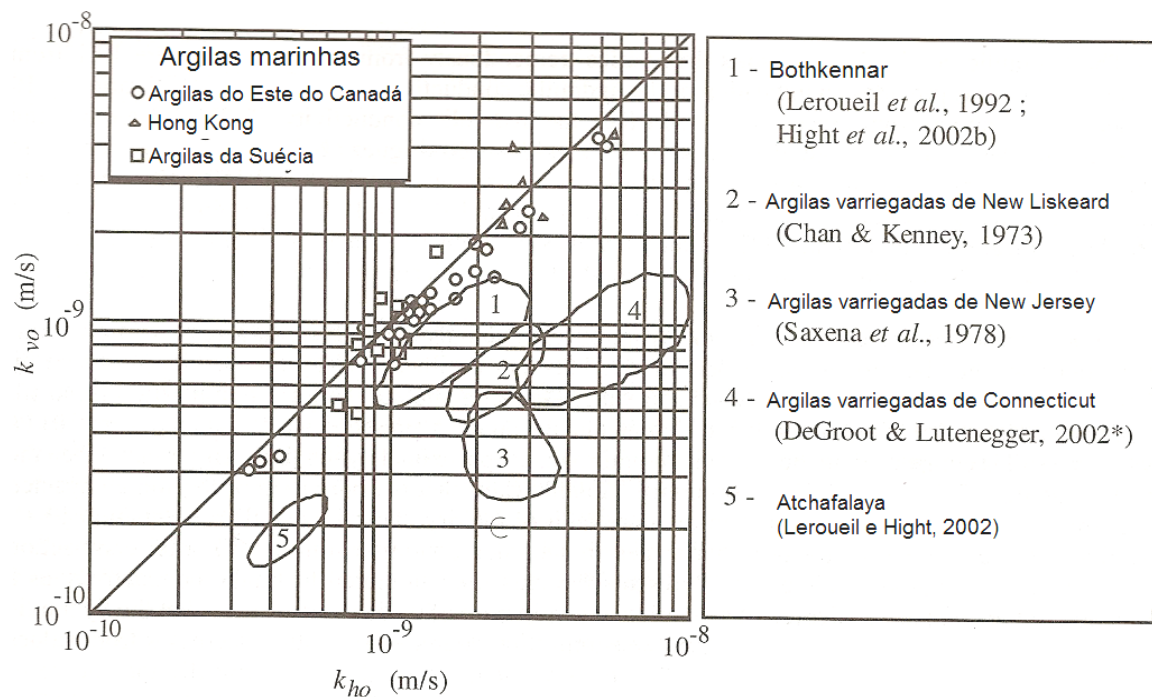


Figura 3.54 – Anisotropia de permeabilidade de argilas marinhas segundo vários autores (adaptado de Leroueil e Hight, 2003).

Quadro 3.20 – Alguns valores da anisotropia de permeabilidade em solos moles, segundo Jamiolkowski et al. (1985) e Mesri et al. (1994). (in Coelho, 2000)

| Tipo de solo (Jamiolkowski et al., 1985) | k_h/k_v | Tipo de solo (Mesri et al., 1994) | k_h/k_v |
|--|-----------|--|-------------|
| Essencialmente homogéneo com leve «macrofábrica» | 1 – 1,5 | Depósitos marinhos | ≈ 1 |
| Sedimentar c/ a presença de camadas mais permeáveis | 2 - 4 | Depósitos lacustres estratificados | 1 - 3 |
| Depósitos estratificados com intercalação de camadas bastante permeáveis | 3 - 15 | Depósitos lacustres fortemente estratificados com segregação | 5 - 10 |

3.3.6. Consolidação secundária

Resultados de ensaios laboratoriais e da instrumentação para observação de assentamentos no campo mostram que, finda a dissipação da poro-pressão associada ao mecanismo da consolidação hidrodinâmica, a deformação do solo não cessa, sendo geralmente seguida de um processo de compressão adicional sob tensão efectiva constante. Este processo é normalmente designado por compressão ou consolidação secundária. Lo (1961) que, segundo Nagaraj e Miura (2001), está associado aos estudos pioneiros sobre a consolidação secundária, designou-a por consolidação secular para realçar a sua dependência dos efeitos da passagem do tempo.

As curvas de consolidação experimentais permitem observar de forma perfeitamente evidente a componente secundária da compressão apenas após o final da consolidação hidrodinâmica (Fig. 3.55). Contudo, a ideia muitas vezes ainda difundida, inclusive academicamente, de que a consolidação primária e a consolidação secundária são processos que ocorrem de forma perfeitamente separada, obedecendo à uma ordem cronológica de ocorrência, foi sendo consistentemente refutada, pois, com a investigação têm vindo a acumular-se as evidências da simultaneidade na ocorrência de ambos os processos. Ainda assim, e como se abordará mais adiante, alguma polémica perdura e envolve alguns investigadores reconhecidos pelos seus estudos dedicados ao tema.

Actualmente, entende-se, de forma praticamente generalizada, que o mecanismo de compressão secundária dos solos deve-se, fundamentalmente, ao comportamento viscoso do seu esqueleto sólido, sob tensão efectiva constante, e ocorre em consequência do gradual reajustamento das partículas para posições mais estáveis que aquelas imediatamente resultantes da aplicação do acréscimo de tensão efectiva.

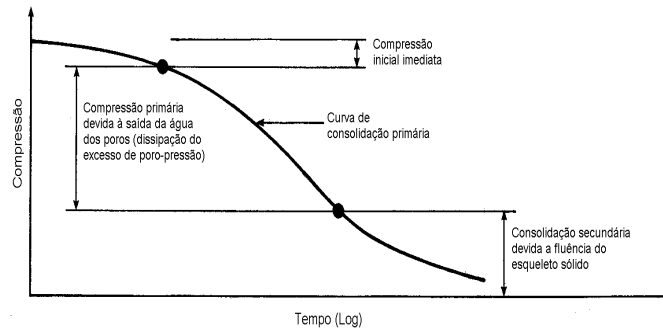


Figura 3.55 – Fases de consolidação após a aplicação de um incremento de carga

Verifica-se também que o processo de compressão secundária é acompanhado pela saída de alguma água do solo, apesar da conceptualização de que nesta fase os excessos de poro-pressão teriam sido já dissipados. Na realidade actua algum excesso de poro-pressão, ainda que muito pequeno e de quase impossível medição, o que justifica a saída da água do interior do solo. A propósito, Ladd e DeGroot (2003) designam o mecanismo de compressão secundária por fluência com drenagem (*drained creep*, na literatura inglesa). Esta semelhança com o mecanismo de consolidação hidrodinâmica levou Lowe (1974), segundo Coelho (2000), a entender mais correcta a utilização do termo “consolidação secundária” em detrimento de “compressão secundária”.

Sousa Pinto (2000) refere que o fenómeno de consolidação secundária indicia que pode ocorrer deformação do solo mesmo sendo constante a tensão efectiva, o que implicitamente, contradiz o princípio da tensão efectiva de Terzaghi, que considera a tensão efectiva a única responsável pelas deformações. O mesmo autor refere ainda que a deformação lenta ocorre em todos os materiais, mas nos solos ela é mais notória em virtude das transmissões de forças pelos contactos entre partículas e que, parte dessas forças é transmitida pelos contactos entre os minerais argilosos e que se dão pela água adsorvida. Com o passar do tempo, alguns destes numerosíssimos contactos são desfeitos, transferindo as forças para contactos vizinhos, com pequenos deslocamentos, repetindo-se o fenómeno por longo tempo, em virtude do elevadíssimo número de partículas.

Apesar do reconhecimento generalizado da importância da consolidação secundária na compressibilidade dos solos, o modo de contabilizá-la no cálculo de previsão dos assentamentos tem sido objecto de grande controvérsia. O assunto será retomado mais adiante de forma mais pormenorizada. Tradicionalmente a consolidação secundária de

um solo é expressa pelo parâmetro denominado coeficiente de consolidação secundária que indica a inclinação do trecho rectilíneo final da curva de variação da deformação ou do índice de vazios com o tempo (em escala logarítmica) que é obtida após a aplicação de cada escalão incremental de carga no ensaio edométrico clássico (Fig. 3.56). Existem duas definições principais; ou em função da deformação específica:

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\log_{10} t} \quad [3.41]$$

ou em função do índice de vazios:

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta\log_{10} t} \quad [3.42]$$

existindo entre as duas a relação :

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_0} \quad [3.43]$$

demonstrada, por exemplo, em Bardet (1997). Segundo Coelho (2000), as duas últimas expressões são por vezes indistintamente utilizadas com o símbolo C_{α} , o que pode dificultar a comparação de valores obtidos por diferentes autores. Por uma questão de uniformização com uma quantidade muito significativa de trabalhos dedicados ao assunto, no presente trabalho utilizar-se-á, salvo referência em contrário, o símbolo $C_{\alpha e}$, cujo significado corresponde à definição dada pela expressão [3.42].

É comum encontrar-se na literatura referências a valores típicos do coeficiente de consolidação secundária para vários tipos de solos, bem como a sua evolução com o aumento da tensão efectiva. Vários investigadores evidenciam o facto de o valor do parâmetro aumentar com o teor de matéria orgânica. Sridharan et al. (1982), segundo Coelho (2000), referem-se a solos orgânicos ou quimicamente contaminados cujo assentamento por fluência supera claramente o devido à consolidação primária. Sousa Pinto (2000) refere que $C_{\alpha\varepsilon}$, varia de 0,5% a 2%, para argilas normalmente consolidadas, podendo atingir valores de 3% ou mais para argilas orgânicas.

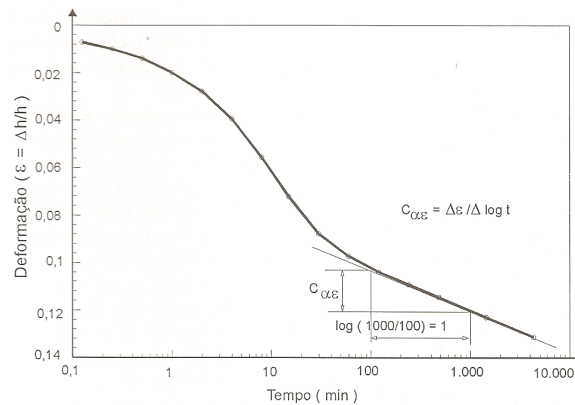


Figura 3.56 – Determinação do coeficiente de $C_{\alpha\epsilon}$. (Sousa Pinto, 2000).

Dentre os vários investigadores dedicados ao estudo do mecanismo de consolidação secundária destacam-se Mesri e seus colaboradores, cujos contributos têm permitido não só uma melhor compreensão desse processo como também a aplicação de forma mais sustentada de C_{α} no cálculo de previsão de assentamentos. Mesri (1973) apresentou a primeira correlação entre o coeficiente de consolidação secundária e o teor de água no estado natural de argilas normalmente consolidadas, $C_{\alpha\epsilon} = 0,0001 w_n$, obtida empiricamente de acordo com a Figura 3.57.

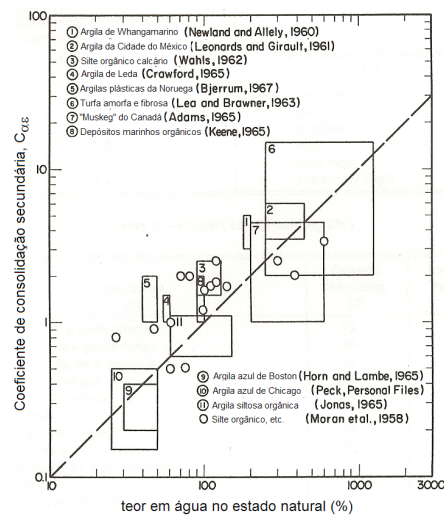


Figura 3.57 – Relação entre o coeficiente de consolidação secundária e o teor de água no estado natural de depósitos de solos naturais (Mesri, 1973).

Na sequência do trabalho iniciado por Mesri e Godlewski (1977), surge outro contributo, porventura o mais relevante no que concerne à determinação de C_{α} . Trata-se da verificação feita por Mesri e Castro (1987) de que, durante a fase de consolidação

secundária de um dado solo, a relação C_α/C_c é praticamente constante para todas tensões de consolidação desde a fase recompressão até à compressão virgem. Importa salientar que, nesta relação, C_c não representa o declive de LCV, tal como definido na secção 3.3.3, mas sim o declive da tangente à curva no ponto correspondente ao da determinação de C_α . Esta lei de compressibilidade é ilustrada na Figura 3.58a num gráfico a três dimensões [e ; $\log(\sigma'_v)$; $\log(t)$] para várias razões constantes de C_α/C_c .

Segundo Mesri (2001) esta teoria tem sido largamente confirmada por vários investigadores. Na Figura 3.58b-d são apresentados alguns exemplos demonstrativos, nos quais os valores de C_α foram obtidos no primeiro ciclo logarítmico de consolidação secundária, enquanto os valores de C_c foram obtidos em curvas de compressibilidade do tipo EOP. No Quadro 3.21 mostra-se que para uma grande diversidade de materiais geotécnicos, a relação C_α/C_c situa-se no intervalo 0,01 - 0,07.

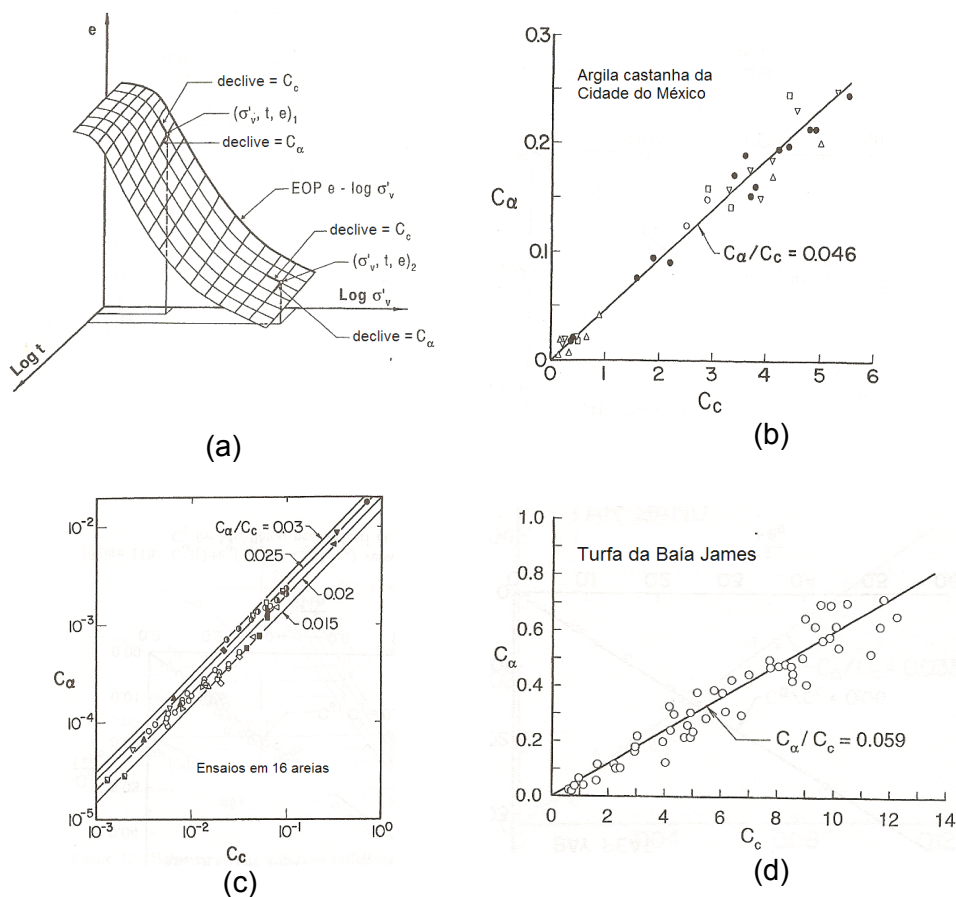


Figura 3.58 – Constância da relação C_α/C_c : (a) Modelo de consolidação secundária no espaço $e - \log(\sigma'_v) - \log(t)$, segundo Mesri e Godlewski (1977); (b) Argila castanha da Cidade do México; segundo Mesri (1987); (c) Solos arenosos, segundo Mesri et al. (1990); (d) Turfa da Baía James, segundo Mesri (2001), (adaptado de Mesri, 2001).

Quadro 3.21 – Valores de C_α/C_c para diferentes materiais geotécnicos (Mesri, 2001)

| Geomaterial | C_α/C_c |
|---|----------------|
| Solos granulares incluindo enrocamentos | 0,02±0,01 |
| Argilitos laminados e siltitos | 0,03±0,01 |
| Argilas e siltes inorgânicos | 0,04±0,01 |
| Argilas e siltes orgânicos | 0,05±0,01 |
| Turfas e “muskeg” | 0,06±0,01 |

Pelo contrário, e segundo Coelho (2000), alguns autores relatam situações em que a relação proposta por Mesri e Castro (1987) não é constante para um mesmo solo. De um modo geral, Mesri tem conseguido provar que tal observação contrária se deve a uma incorrecta interpretação do significado da expressão, nomeadamente em relação ao valor de C_c . Com intuito de esclarecer o significado da relação C_α/C_c , a Figura 3.59a mostra o modo como essa relação pode ser obtida indiferentemente por qualquer das seguintes relações:

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = \frac{C_{\alpha 1}}{C_{c1}} = \frac{C_{\alpha 2}}{C_{c2}} = \frac{C_{\alpha 3}}{C_{c3}} \quad [3.44]$$

Por seu lado, a Figura 3.59b ilustra um comportamento que se observa num escalão de carga englobando a tensão de pré-consolidação e por vezes incorrectamente referenciado na literatura como contrário à teoria de Mesri e Castro (1987). Neste exemplo, o facto de C_α crescer acentuadamente com o tempo não desacredita a referida teoria, uma vez que o próprio valor de C_c , a considerar na razão C_α/C_c , varia durante o escalão de carga (Fig. 3.59c). Observa-se, então, que, em rigor, o modo de variação da magnitude de C_α ao longo do tempo depende do modo de variação da magnitude de C_c ao variar σ'_v .

Segundo Mesri (2001), de uma forma geral, com o crescimento de σ'_v , é possível observar a constância ou a diminuição ou ainda o crescimento de C_α , tal como nos exemplos apresentados nas Figuras 3.59c-e

Nos ensaios edométricos CRS é imposta uma ‘velocidade’ de deformação à amostra de solo e, segundo Lechowicz et al. (1996), com este tipo de ensaio não é possível determinar o valor de C_α , recomendando o autor que, caso não haja suficiente confiança nas relações empíricas para a estimativa de C_α , sejam realizados complementarmente ensaios do tipo IL. Pelo contrário, DeGroot (2001), sustenta que nos ensaios CRS a

avaliação do coeficiente consolidação secundária, $C_{\alpha} = \Delta \varepsilon_v / \Delta \log(t)$ é conseguida à custa de uma paragem do ensaio por um certo período de tempo, durante a qual são medidas as deformações sofridas pelo provete.

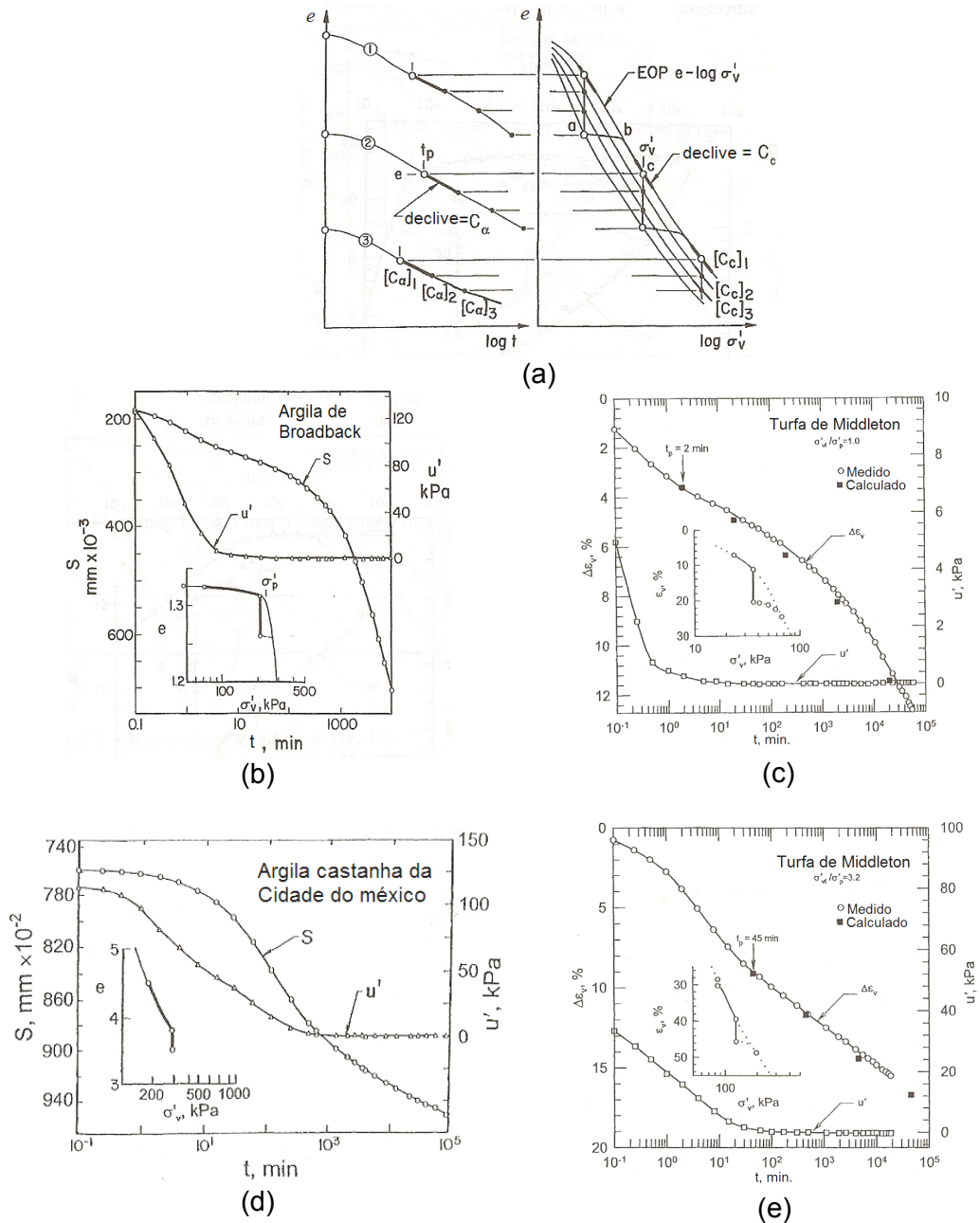


Figura 3.59 – (a) Comportamento de C_{α} ao longo do tempo, reflectindo o comportamento C_c , segundo Mesri (1987); (b) Exemplo do crescimento de C_{α} , segundo Mesri (1987); (c) Exemplo do crescimento de C_{α} , segundo Mesri (1997); (d) Exemplo da diminuição de C_{α} , segundo Mesri (1987); (e) Exemplo da constância de C_{α} , segundo Mesri (1997). (Adaptado de Mesri, 2001).

Da mesma forma que ocorre com a consolidação primária, também não é consensual a validade da aplicação directa do coeficiente de consolidação secundária determinado em laboratório na previsão dos assentamentos no campo quando é necessário considerar uma parcela determinada pela fluência do solo, ainda que existam semelhanças no nível e na história das tensões. Coelho (2000) resumindo a opinião expressa por vários autores (Vallete et al., 1973; Akai et al., 1991 e Lancellota, 1995) refere que a comparação de resultados laboratoriais e de campo indicia que os respectivos coeficientes de consolidação não são iguais e que os valores de campo são mais elevados, sendo tal diferença em parte atribuível ao facto de C_{α} aumentar significativamente com a razão de tensões $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ como, segundo o mesmo autor, fora já anteriormente observado por outros investigadores, nomeadamente Bishop e Ladd.

Foi já aflorado que o modo como deve ser contabilizada a consolidação secundária na previsão dos assentamentos de campo constitui porventura um dos temas mais polémico, controverso e algo confuso no que respeita à compreensão e à aplicação pelos geotécnicos do mecanismo de consolidação dos solos. Parafraseando Leroueil e Hight (2003), é fulcral compreender como deve ser calculada a curva de compressão mais representativa das condições no campo.

As divergências surgem em torno da resposta à questão sobre quando verdadeiramente tem início o processo de consolidação secundária; se após ou se ainda durante o processo dissipação do excesso de poro-pressão relativo à consolidação hidrodinâmica. Em função da resposta, são conhecidos dois modelos extremos de interpretação do problema, designados por hipótese A e por hipótese B (Ladd et al., 1977, referido por Ladd e DeGroot, 2003).

Hight et al. (1987) abordam o assunto sob a perspectiva de que, sabendo-se da dependência do índice de vazios, quer em relação à tensão efectiva, quer em relação aos efeitos do tempo ou da taxa de deformação, duas questões fundamentais devem encontrar resposta: (1) saber se a componente viscosa da deformação, responsável pela consolidação secundária, contribui também para consolidação primária e, (2) se for afirmativa a resposta à primeira questão, saber se tal contribuição varia com o tempo necessário para que se atinja a consolidação primária, t_p . Para estes autores a resposta à primeira questão é quase seguramente afirmativa, uma vez que os processos que actuam em ambas as fases de consolidação são quase os mesmos. Em relação à segunda questão, os autores referem que a consequência de uma resposta afirmativa é a de que, para um dado incremento de carga, as deformações verticais no final da

consolidação primária serão variáveis em função da espessura da camada em consolidação e, deste modo, os resultados da interpretação dos ensaios edométricos não serão directamente aplicáveis à previsão dos assentamentos. Se, pelo contrário, a resposta à segunda questão for negativa, então, a curva de compressibilidade determinada para o final da consolidação primária de cada escalão de carga (EOP) é representativa do comportamento *in situ*. Uma e outra das respostas alternativas à segunda questão estão na origem do estabelecimento duma e doutra das hipóteses anteriormente referidas.

É comum ser referido na literatura que a hipótese A (correntemente apresentada como defendida por autores como Mesri, Ladd, Foot, Jamiolkowski, entre outros) considera que a fluência tem início após a conclusão da consolidação hidrodinâmica, ou seja, é uma parcela da deformação independente de t_p e, deste modo, as curvas tensão-deformação laboratoriais EOP são representativas do comportamento no campo.

A hipótese B, correntemente apresentada como defendida por autores como Leroueil, Tavenas, Magnan, entre outros, assume que a fluência ocorre conjuntamente com consolidação primária, sendo assim uma parcela da deformação dependente de t_p , o que invalida a representatividade pelas curvas edométricas laboratoriais do comportamento no campo, uma vez que dependem da espessura da camada em estudo.

As Figuras 3.60 e 3.61 mostram as principais diferenças de comportamento previstas pelas hipóteses A e B, para duas amostras com diferentes espessuras, e sob o ponto de vista de alguns dos autores mais frequentemente intervenientes na discussão publicada sobre o tema.

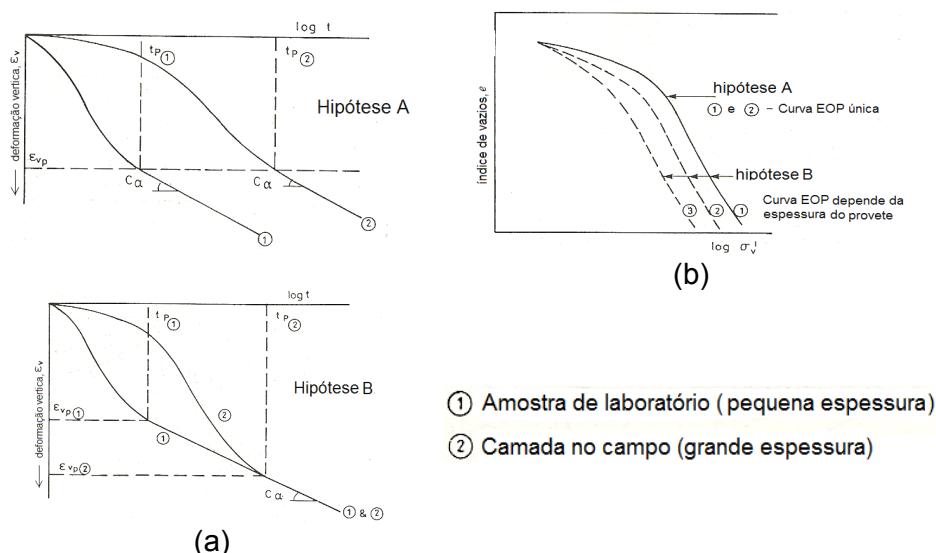


Figura 3.60 – Comparação entre as hipóteses A e B de consolidação secundária: (a) Deformação vertical ao longo do tempo para amostras e camadas de espessuras semelhantes; (b) Curvas de compressibilidade para as duas hipóteses (Hight et al., 1987).

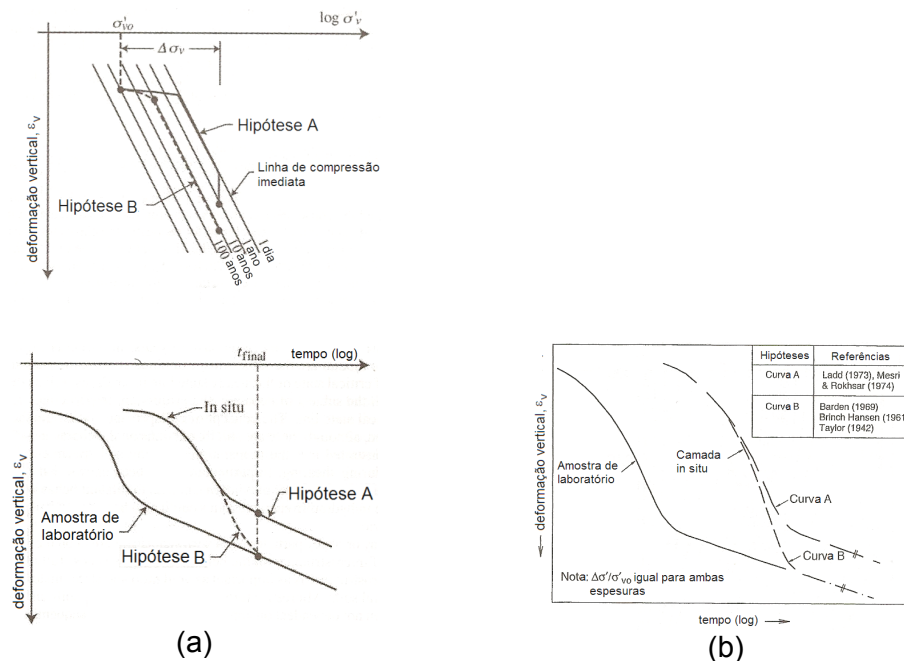


Figura 3.61 – Comparação entre as hipóteses A e B de consolidação secundária: (a) Curvas de compressibilidade e de consolidação para amostras e camadas de espessuras semelhantes (Leroueil e Hight, 2003); (b) Curvas de consolidação para amostras e camadas de espessuras semelhantes, segundo Ladd, 1977 (Mesri, 2001).

Com o recurso a dados de observações de campo, os defensores de ambas as propostas têm apresentado resultados considerados globalmente consistentes com os pressupostos enunciados, tentando provar a maior valia da aplicação de uma sobre a outra.

Leroueil e Hight (2003) baseados em resultados de trabalhos seus e de outros autores, levantam uma série de questões de ordem teórica e prática para as quais consideram não haver respostas satisfatórias na hipótese A, concluindo então que em sua opinião a hipótese A é errada.

Refira-se que, se o mecanismo de consolidação for como o proposto pela hipótese B, então, por um lado, a quantidade de deformação durante a consolidação primária aumentará com a espessura da camada (Jamiolkowski et al., 1985) e, por outro lado, a interpretação dos dados experimentais, em termos da consolidação secundária, serão somente aplicáveis à espessura do solo ensaiado (Hight et al., 1987). De facto, Leroueil (1988, 1994 e 1996), conforme Leroueil e Hight (2003), apresenta resultados que indicam deformações de campo mais elevadas que as estimadas com base nas curvas EOP laboratoriais.

Entretanto, e tornando algo confuso o cerne da razão de ser da polémica, Mesri (2001), autor a quem reiteradamente se atribui uma grande preponderância na consagração da hipótese A, refere que na origem da dita polémica estão interpretações incorrectas do conceito. O referido autor, recorrendo a demonstrações matemáticas, menciona que a ideia de que a hipótese A assume que a fluência ocorre apenas no final da consolidação primária é incorrecta e resulta, infelizmente, da definição apresentada por Jamiolkowski et al. (1985). Mesri (2001) recorda que já anteriormente advertira (Mesri e Choi, 1985) que, ao investigar a existência da relação única de e versus $\log(\sigma'_v)$ para o final da consolidação primária (curva EOP), quando é considerado um mesmo incremento de carga sobre provetes da mesma amostra com espessuras diferentes, há uma grande probabilidade de se chegar a conclusões incorrectas se for permitido que os provetes estejam sujeitos a deformações por compressão secundária por períodos arbitrários de tempo. O mesmo autor acrescenta que a consideração da hipótese B conduz à estimativa de assentamentos anormalmente elevados durante a consolidação primária. Mesri e Castro (1987) sustentam que o conhecimento da curva laboratorial EOP, em conjunto com a relação C_α/C_c , define completamente o comportamento tensão-deformação de uma camada de solo com qualquer espessura.

Ladd e DeGroot (2003), por seu lado, referem que entre as duas hipóteses existem pequenas diferenças relativamente à interpretação dos resultados dos ensaios de consolidação convencionais do tipo IL. Porém, segundo o mesmo autor, em termos da aplicação a casos de obra, verificam-se diferenças significativas, nomeadamente na previsão de assentamentos no campo quando $\sigma'_{vf}/\sigma'_p < 2$ a 3 em camadas argilosas de espessura considerável e com lenta dissipação dos excessos de poro-pressão, ou seja, com valores elevados de t_p . Citando Coelho (2000), a teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi não acrescenta qualquer informação adicional a esta discussão, uma vez que foi estabelecida para solos que não exibem fluência, pelo que, nesse caso, as curvas laboratoriais sobre amostras representativas podem ser aplicadas à descrição do comportamento *in situ*.

Importa referir que a prática tem mostrado que, em rigor, todos os solos exibem, mesmo que em pequena dimensão, alguma consolidação secundária cujas marcas vão sendo deixadas porventura desde o início do seu processo de deposição. Em termos de assentamentos, um solo envelhecido (*ageing*) que exhibe consolidação secundária tem o comportamento de um solo sobreconsolidado, e o ponto representativo da pré-

consolidação no ensaio de laboratório não indica a máxima tensão a que o solo esteve sujeito no passado mas sim o índice de vazios correspondente ao efeito da tensão no passado e à consolidação secundária. Daqui redonda que não existem solos argilosos sedimentares normalmente consolidados sob o ponto de vista do comportamento tensão-deformação, a não ser solos argilosos que tenham sido submetidos a carregamentos muito recentemente, por exemplo, pela construção de uma camada de aterro, e que não terão tido ainda tempo de desenvolver os seus assentamentos por consolidação secundária.

Tal como acontece para o carregamento, é também possível caracterizar a fluência exibida aquando do alívio de tensão, ou seja, durante um processo de expansão do solo. De forma análoga é utilizado um parâmetro, agora denominado por coeficiente de expansão secundária que é dado por:

$$C_{\alpha s} = \frac{\Delta e}{\Delta \log_{10} t} \quad [3.45]$$

Hight et al. (1987) referem que, contrariamente ao que se observa na consolidação secundária, a expansão secundária origina o aumento do índice de vazios ao longo do tempo, com a consequente redução das propriedades resistentes do solo. Mesri et al. (1978), segundo Coelho (2000), consideram que a razão $C_{\alpha s}/C_s$ não é constante para um dado solo, crescendo com OCR e podendo atingir valores tão elevados como 0,4. Em geral, $C_{\alpha s}$ parece crescer com o tempo e ser maior em condições de expansão isotrópica do que unidimensional.

Quando nos ensaios de consolidação as cargas são aplicadas durante períodos de tempo muito longos, verifica-se muitas vezes durante a designada fase de consolidação secundária, uma nova inflexão deslocando a curva $e - \log(t)$ para baixo. De acordo com Lechowicz et al. (1996) este fenómeno é, algumas vezes, denominado por consolidação terciária. Contudo, o mesmo autor, refere que não existem evidências de tal fenómeno ocorrer no campo, pelo que, o mesmo deve ser considerado como um efeito das condições de realização do ensaio em laboratório e não deve ser contabilizado na interpretação dos resultados experimentais.

Finalmente, é de referir que a previsão dos assentamentos no campo, bem como a sua

evolução ao longo do tempo, com base na teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi constitui uma abordagem algo simplificada do problema, visto que existem algumas contradições, ou no mínimo imprecisões, entre alguns dos pressupostos da referida teoria e as condições existentes numa quantidade significativa de casos de obra.

De forma sucinta, alguns dos pressupostos da teoria que dificilmente poderão ter reprodução no campo são o confinamento lateral do solo carregado, a homogeneidade do solo e a invariabilidade das características que governam o processo de consolidação, a percolação unidimensional, a inexistência de fluência do esqueleto sólido ou ainda a completa saturação do solo e a incompressibilidade dos seus constituintes. A propósito, Lechowicz et al. (1996), referindo-se aos trabalhos de outros autores (Odzen e Wilson, 1970; Berry e Poskitt, 1972; Edil e Dhowian, 1979 e Szymanski et al., 1983), fazem notar que, no caso dos solos orgânicos, que são constituídos por uma mistura de partículas granulares, fibras orgânicas, partículas coloidais inorgânicas e orgânicas, água e bolhas gasosas, o mecanismo de deformação envolve deformações elásticas da componente gasosa, deformações primárias elasto-plásticas do solo e deformações visco-plásticas (fluência), processos esses que ocorrem em simultâneo, o que dá uma ideia da complexidade que, algumas vezes, é necessário consideração.

As insuficiências teóricas referidas impõem maiores cuidados quando se trata de trabalhos envolvendo solos altamente compressíveis, como são a maioria dos solos argilosos moles com conteúdo significativo de matéria orgânica. São conhecidas soluções desenvolvidas no sentido de contornar as limitações apontadas, cuja explanação detalhada ultrapassa os objectivos do presente trabalho. Coelho (2000), citando Lancellotta (1995), enumera algumas dessas soluções, donde constam, a teoria não linear de Davis e Raymond, a teoria das grandes deformações de Gibson, a teoria de consolidação bi e tridimensional de Biot, e a teoria da consolidação radial por drenos verticais por exemplo.

Actualmente a previsão dos assentamentos é muitas vezes realizada com recurso a programas informáticos de modelação geotécnica. Apesar de serem ferramentas muito apelativas, dados os seus recursos poderosíssimos, a sua utilização carece de alguns cuidados redobrados nomeadamente na introdução dos parâmetros geotécnicos que caracterizam os geomateriais. De pouco servirá o recurso a tais ferramentas se for débil o investimento ao nível da qualidade da caracterização dos maciços.

3.4 COMPRESSÃO E EXPANSÃO ISOTRÓPICAS

No aparelho de compressão triaxial, antes da fase de corte é normalmente aplicada uma tensão de consolidação ao provete. Nos equipamentos mais modernos esta tensão pode ser aplicada de modo a reproduzir o estado de tensão efectiva em repouso (no maciço amostrado). Apesar de quase sempre este tipo de consolidação corresponder à situação ideal, frequentemente não se encontram disponíveis equipamentos capazes de aplicar um tal estado de tensão. Nestas situações é frequente a aplicação de uma tensão isotrópica aproximada àquela que se julga ser a tensão efectiva média à profundidade de amostragem.

A compressão isotrópica pode ser realizada num aparelho triaxial ou em equipamento especial para o efeito, nos quais pode também ser possível executar a expansão isotrópica. Na Figura 3.62 são representados, de forma esquemática, os resultados de um ensaio deste tipo, no espaço $v - \log p'$, sendo $v = 1+e$ o volume específico (volume de solo correspondente a um volume unitário de partícula sólidas) e p' a tensão normal efectiva média aplicada. São aplicáveis as considerações anteriormente feitas (3.3) em relação à linha de compressão virgem (LCV), aqui designada por linha de compressão normal (LCN), e à linha de expansão.

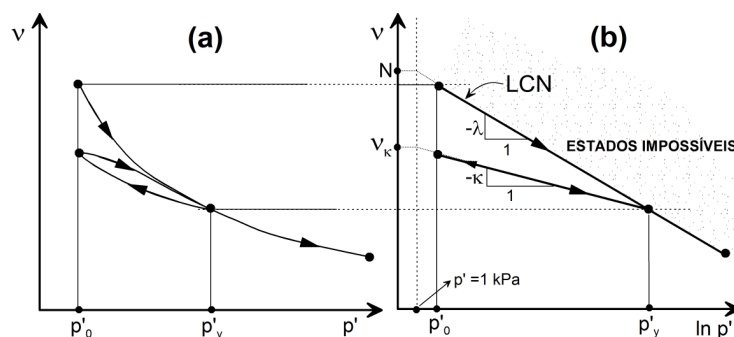


Figura 3.62 – Representação da compressão e expansão isotrópicas

A representação semilogarítmica é considerada uma aproximação do comportamento da maior parte dos solos e para uma larga gama de carregamentos, sendo válida para solos argilosos e para solos arenosos. É possível demonstrar a não linearidade da LCN e da linha de expansão evidenciada na Figura 3.62a, como é exemplificado por Maranha das Neves, 2002, por exemplo). Verifica-se também que a LCN é uma fronteira de todos os estados possíveis na compressão isotrópica e que, no espaço tridimensional $q-e-p'$, a LNC faz parte de uma superfície de fronteira de estado.

Considerando a Figura 3.62b, a equação da linha de compressão normal é:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad [3.46]$$

onde λ é o respectivo declive e N é o volume específico correspondente a um solo normalmente consolidado sob uma tensão de 1 kPa.

De forma análoga, a equação da linha de expansão será:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad [3.47]$$

onde κ e v_{κ} têm significado idêntico ao da equação [3.46]. A linha de expansão é frequentemente designada por «linha κ ».

Para a consolidação isotrópica, o grau de sobreconsolidação, normalmente representado pelo símbolo R_p , é definido como o quociente entre a máxima tensão média efectiva no passado e tensão efectiva média no instante considerado (Fig. 3.62b):

$$R_p = \frac{p'_y}{p'_0} \quad [3.48]$$

Os solos normalmente consolidados, $R_p = 1$, situam-se sobre a LCN. Na Figura 3.63a mostram-se dois estados, R_1 e R_2 , com o mesmo valor de R_p . Da geometria e da equação [3.48], tem-se:

$$\ln R_p = (\ln p'_{y_1} - \ln p'_{0_1}) = (\ln p'_{y_2} - \ln p'_{0_2}) \quad [3.49]$$

pelo que a linha que une R_1 e R_2 é uma linha paralela à LCN. Os solos nos estados N_1 e R_2 têm o mesmo estado de tensão corrente (o que, na prática, significa estarem à mesma profundidade) mas têm deformabilidades muito diferentes relacionadas com λ (no caso de N_1) e com κ (no caso de R_2). Analogamente solos correspondentes a R_1 e N_1 (ou R_2 e N_2) têm praticamente o mesmo valor de v (ou de teor de água, w), mas também as suas deformabilidades são muito diferentes. Isto significa que a deformabilidade (ou rigidez) do solo não depende directamente do estado de tensão aplicado, no momento, p' , relacionado com a profundidade no terreno, nem de v (ou de w), e que o grau de sobreconsolidação, R_p , é um factor importante no comportamento do solo.

Na Figura 3.63b, estão representados dois estados R_1 e R_2 , que têm a mesma tensão

aplicada, p'_{o1} , mas diferentes valores de R_p porque também são diferentes os seus valores da tensão de cedência, p'_{y1} . Normalmente, num carregamento isotrópico, o estado só se pode deslocar de R_1 para R_2 passando pela LCN (em particular pelos pontos N_1 e N_2), o que é equivalente à cedência e endurecimento, tendo como resultado uma variação de volume plástica, logo irrecuperável. No entanto, existem processos pelos quais se podem deslocar directamente de um estado R_1 para um estado R_2 . É o caso da fluência, nos solos argilosos e da compactação e vibração, nos solos arenosos e cascalhentos. A passagem de R_1 para R_2 resulta num incremento da razão de sobreconsolidação, sendo a tensão aparente de pré-consolidação, no estado final, dada por p'_{y2} .

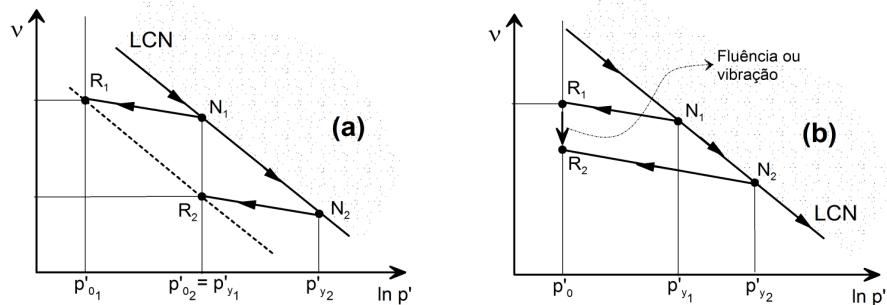


Figura 3.63 – Carregamento isotrópico e sobreconsolidação; (a) Grau de sobreconsolidação; (b) Variação de estado devida a fluência ou vibração (adaptado de Maranha das Neves, 2002).

Conforme ilustrado na Figura 3.64, existe um grau de sobreconsolidação crítico que separa os solos ligeiramente sobreconsolidados, $R_p < 2$, dos solos fortemente sobreconsolidados, $R_p > 3$, concretizado por uma linha que corresponde a estados onde o solo sofre rotura durante o corte (3.5). O valor preciso do R_p crítico depende, fundamentalmente, do tipo de solo (Maranha das Neves, 2002).

É importante realçar que os solos designam-se soltos ou densos (no caso das areias) ou, no caso das argilas, ligeiramente sobreconsolidadas ou fortemente sobreconsolidadas, consoante a posição do seu estado em relação à linha de sobreconsolidação crítica (pontos A e B). O estado é definido pela combinação do volume específico (ou índice de vazios) com a tensão média efectiva. Em resultado do seu posicionamento característico em determinadas regiões relativamente à linha de sobreconsolidação crítica, as argilas normalmente consolidadas (NC) ou ligeiramente sobreconsolidadas e as areias soltas, quando submetidas a tensões de corte, exibem um comportamento contráctil. Pelo contrário, as argilas fortemente sobreconsolidadas posicionam-se em regiões caracterizadas por corresponderem a solos que exibem, quando submetidos a tensões

de corte, um comportamento dilatante (Fig.3.64b). Os solos contrácteis apresentam um volume específico maior que o correspondente ao estado sobre a linha de sobreconsolidação crítica, v_c , e os solos dilatantes apresentam um valor inferior àquela.

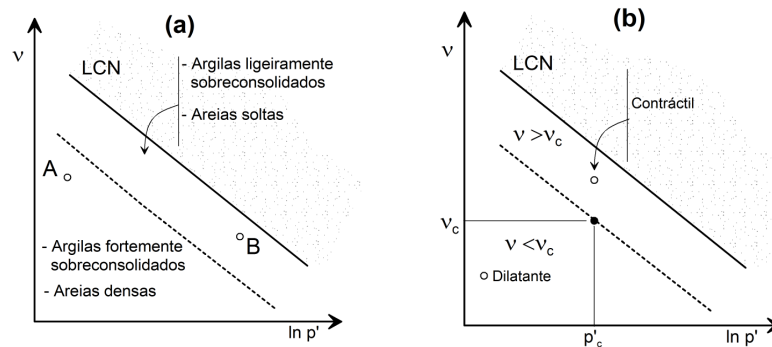


Figura 3.64 – Estados em relação à linha de sobreconsolidação crítica: (a) Regiões dos solos ligeiramente sobreconsolidados e dos solos fortemente sobreconsolidados; (b) Zonas dos solos contrácteis e dos solos dilatantes em relação ao estado crítico. (adaptado de Maranha das Neves, 2002).

A representação, no mesmo gráfico $v - \ln p'$, dos resultados da compressão isotrópica e da compressão unidimensional de um mesmo solo (Fig. 3.65a), permite verificar que as linhas de compressão normal podem ser consideradas paralelas entre si, pelo que têm o mesmo declive, o mesmo acontecendo com as linhas de expansão. Estas linhas terão, no espaço $v - \ln(p')$, como equações, respectivamente:

$$v = N_0 - \lambda \ln p' \quad [3.50]$$

e

$$v = v_{\kappa 0} - \lambda \ln p' \quad [3.51]$$

Define-se a tensão deviatórica, q , e a tensão média efectiva, p' , do modo seguinte:

$$q' = \sigma'_v - \sigma'_h = \sigma'_v - K_0 \sigma'_v = \sigma'_v (1 - K_0) \quad [3.52]$$

e

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \frac{\sigma'_v + 2K_0\sigma'_v}{3} = \frac{\sigma'_v (1 + 2K_0)}{3} \quad [3.53]$$

Em compressão isotrópica, a relação $q'/p'=0$, visto que $\sigma'_v = \sigma'_h$. O mesmo já não acontecendo em compressão unidimensional, onde $q'/p' = 3(1-K_0)/(1+2K_0)$. Ao assumir

que durante a compressão normal K_0 tem um valor constante, resulta que a relação q'/p' é constante ao longo da linha LNC.

Wroth e Houlsby (1985), segundo Soares (1995) e Budhu (2000) mostram que a relação entre o índice de compressibilidade em compressão unidimensional, C_c , e o parâmetro λ , definido para a compressão isotrópica (ambos representando o gradiente da linha de compressão normal, o primeiro num gráfico $\varepsilon - \ln \sigma'_v$, e o segundo num gráfico $v - \log p'$) é dada por:

$$C_c = 2,303 \lambda \quad [3.54]$$

Os mesmos autores referem que, durante a fase de expansão, K_0 não tem valor constante e que se verifica:

$$C_s < 2,303 \kappa \quad [3.55]$$

A Figura 3.65b é elucidativa no que respeita às definições de compressão em condições unidimensionais e isotrópicas.

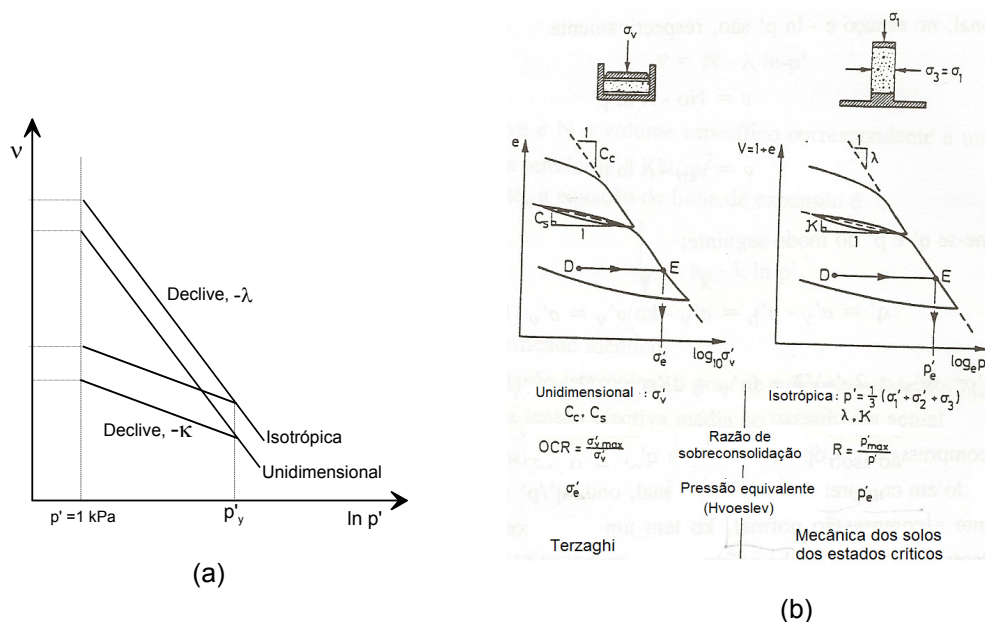


Figura 3.65 – Comparação entre (a) compressão isotrópica e (b) unidimensional segundo Wroth e Houlsby (1985). (Adaptado de Soares, 1995).

3.5 RELAÇÕES TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA AO CORTE

3.5.1 Resistência ao corte

A solicitação dos solos por tensões de corte conduz ao desenvolvimento de mecanismos de cedência e de rotura. Deste modo, no cálculo geotécnico é necessário o conhecimento dos parâmetros de resistência ao corte dos solos, em particular da resistência não drenada no caso dos solos moles argilosos saturados, para que, por via da aplicação de factores de segurança, possa ser assegurada a estabilidade das obras.

O desenvolvimento do princípio da tensão efectiva em meados da década de 20 do século passado e o seu estabelecimento formal em 1936, por Terzaghi, constituiu um passo fundamental na compreensão da resistência ao corte dos solos.

Resumidamente, nos solos saturados, o princípio da tensão efectiva estabelece que: (i) a tensão efectiva corresponde a tensão média suportada pelas partículas constituintes do solo e é igual à diferença entre a tensão total e a pressão na água intersticial (poropressão), (ii) o princípio da tensão efectiva aplica-se às tensões normais mas não às tensões de corte, (iii) as deformações dos solos são provocadas por variações de tensões efectivas e não por variações de tensões totais, (iv) os solos podem ser afectados por tensões de capilaridade, especialmente os siltes e as areias finas; (v) os fenómenos de capilaridade dão origem a pressões intersticiais negativas, logo ao aumento das tensões efectivas (Maranha das Neves, 2002).

À luz da Teoria Clássica da Mecânica dos Solos, e dada a sua simplicidade, o modelo de Mohr-Coulomb (Fig.3.65a), é ainda muito utilizado para avaliar a condição de rotura por corte de um solo. A equação, em termos da tensão efectiva, que descreve o modelo é:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi' \quad [3.56]$$

onde τ é a tensão tangencial no plano de rotura, c' é normalmente denominada por coesão aparente em termos de tensões efectivas, ϕ' é o ângulo de resistência ao corte, σ é a tensão normal no plano de corte e u é a pressão da água nos poros.

Os estados de tensão correspondentes à situação de rotura representam-se sobre a linha designada por envolvente de rotura de Mohr-Coulomb. Verifica-se que, em rigor, a envolvente de rotura não é linear para tensões normais baixas conforme a Figura 3.66b.

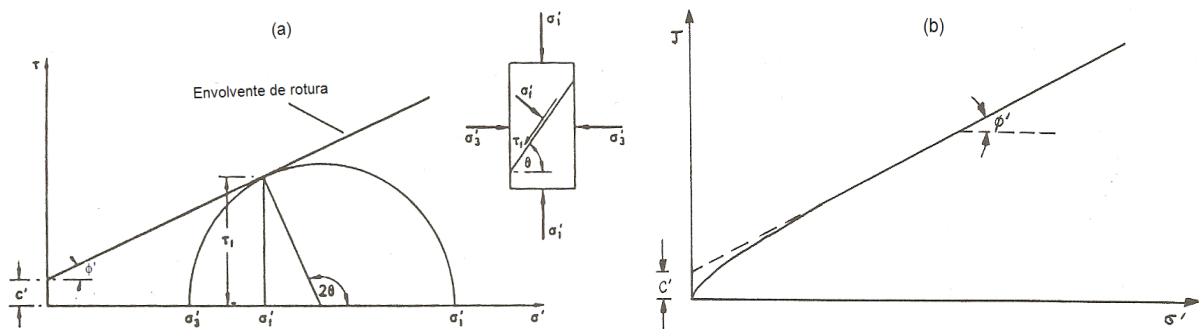


Figura 3.66 – (a) Envolvente de rotura (adaptado de Craig, 1987); (b) Não linearidade inicial da envolvente de rotura Mohr-Coulomb (in de Soares, 1995).

Contudo, a prática mostra que a utilização de envolventes curvas é de difícil aplicação, razão pela qual as envolventes de Mohr são frequentemente substituídas por rectas que melhor se ajustam a ela. Várias opções de rectas podem, então, ser adoptadas, devendo a escolha ter em consideração o nível de tensões do projecto em análise. É muito importante notar que, definida uma recta, o seu coeficiente linear, c' , não tem o sentido de coesão, que, em termos do comportamento real, seria a parcela da resistência independente da existência de tensão normal. Este parâmetro é apenas um coeficiente da equação que expressa a resistência em função da tensão normal, razão pela qual é referido muitas vezes (Sousa Pinto, 2000, por exemplo) como «intercepto coesivo».

O modelo apresentado constitui o denominado critério de rotura de Mohr-Coulomb. Relembre-se que, para a generalidade dos materiais, os critérios de rotura são formulações que procuram reflectir as condições em que se dá a rotura. São conhecidos critérios que, por um lado, estabelecem tensões máximas de compressão, de tracção ou de corte e modelos que, por outro lado, se referem a deformações máximas. Outros, ainda, consideram a energia de deformação. Um critério será satisfatório na medida em que reflecte o mais possível o comportamento do material em estudo.

As principais críticas ao modelo de Mohr-Coulomb são o facto de não considerar a tensão principal intermédia, σ'_2 , nem as deformações e considerar constantes os valores dos parâmetros de resistência resistentes (c' e ϕ'). Apesar dos constrangimentos, o modelo tem utilidade prática, na medida em que permite estimar de forma simples e rápida a magnitude dos parâmetros resistentes e ser o ponto de partida para modelos mais complexos.

Se a representação for feita no sistema de eixos s' - t , sendo $s'=(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$ e $t=(\sigma'_1-\sigma'_3)/2$, ao invés de um círculo, um estado de tensão passa a ser representado por um ponto, conforme a Figura 3.67a. Este tipo de gráfico é também conhecido como a representação do «caminho das tensões», termo introduzido por Lambe e Marr (1979), segundo Bardet (1997), pelo que também se designa o gráfico como «representação de Lambe». Nesta representação considera-se uma envolvente de rotura modificada (Fig. 3.67b), cujos parâmetros resistentes modificados são a' e a' e que se relacionam com c' e ϕ' através das equações:

$$a' = c' \cos \phi' \quad [3.57]$$

$$\sin \phi' = \tan \alpha' \quad [3.58]$$

Em termos de tensões totais o estado é definido por $t=(\sigma_1-\sigma_3)/2$ e por $s=(\sigma_1+\sigma_3)/2=\sigma'+u$.

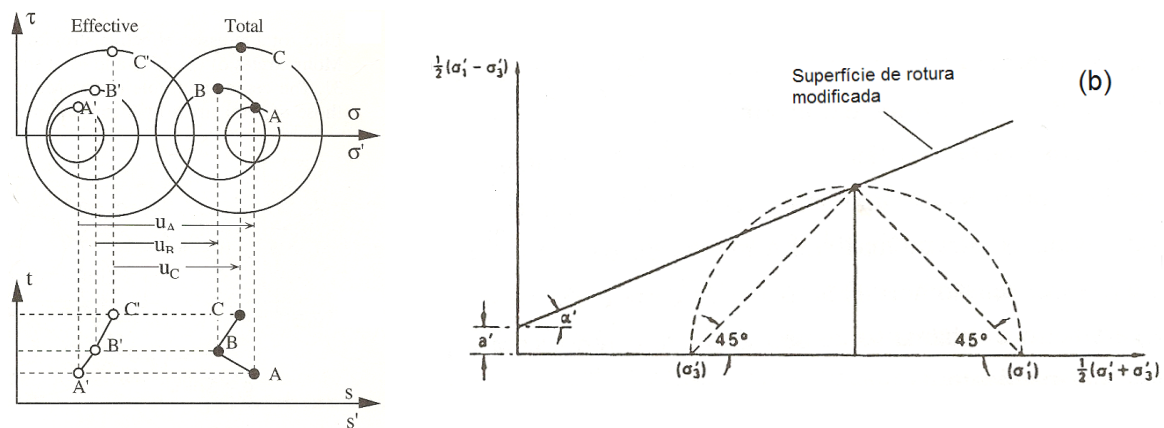


Figura 3.67 – (a) Equivalência do espaço $\tau - \sigma$ no espaço $s, s' - t$ (Bardet, 1997); (b) Envolvente de rotura modificada (adaptado Craig, 1987).

Na aplicação de tensões em condições de simetria axial (axissimetria), o estado de tensão pode ser representado no sistema de eixos p' - q , em função das tensões octaédricas (representação de Cambridge), sendo p e q definidos conforme exposto na secção 3.4, de acordo com as equações [3.52] e [3.53]. Verifica-se que p' pode ainda ser apresentado como $p'=\sigma'_{oct}=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$ e $q'=(3/\sqrt{2})t'=\sigma'_1-\sigma'_3$. A envolvente de rotura (Fig. 3.68) é descrita pela equação:

$$q = d + Mp' \quad [3.59]$$

E os parâmetros d e M relacionam-se com os parâmetros resistentes c' e ϕ' através das equações:

$$d = \frac{6c' \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad [60.2]$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad [61.2]$$

Em tensões totais o estado é definido por $q=(\sigma_1-2\sigma_3)=q'$ e por $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/2=p'+u$.

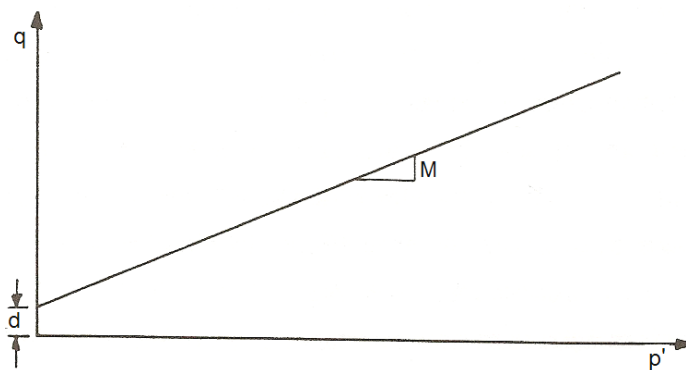


Figura 3.68 – Envoltório de rotura no espaço q - p'

3.5.2 Comportamento tensão-deformação nos solos

De um modo geral, os solos ao serem submetidos a variações do seu estado de tensão deformam-se com maior ou menor grau de complexidade. Este comportamento é normalmente representado de forma gráfica através de curvas que evidenciam as relações tensão-deformação que se estabelecem.

Quando os solos são sujeitos a tensões de corte, e considerando gamas de deformação suficientemente amplas, exibem tipicamente um comportamento reológico elastoplástico. Na Figura 3.69 são ilustrados diferentes tipos de comportamento elastoplástico verificados nos solos, nomeadamente a deformação com endurecimento, a deformação perfeitamente plástica e a deformação com amolecimento. Em qualquer dos casos da figura anterior, o comportamento é considerado elástico abaixo da tensão de cedência, σ_y , e irreversível (plástico) para tensões acima de σ_y . Em rigor, a determinação da tensão de cedência nem sempre é uma tarefa trivial podendo estar sujeita a interpretações.

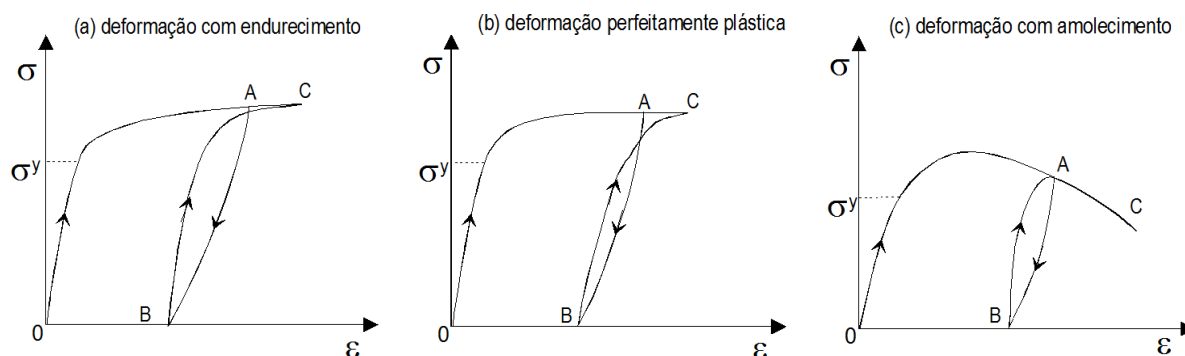


Figura 3.68 – Diferentes tipos de comportamentos elastoplásticos.

Na resolução de problemas de mecânica dos solos, e principalmente com a recorrente utilização de métodos numéricos, é necessário assumir modelos reológicos. Na Figura 3.70 são ilustrados três exemplos de modelos simplificados frequentemente utilizados. Tal como refere Bardet (1997), o modelo rígido perfeitamente plástico (Fig. 3.70a) tem utilidade na análise da estabilidade, para o cálculo da capacidade resistente dos solos, com desvantagem de fornecer apenas a tensão de rotura, pois não permite a análise da deformação no decurso da solicitação. O modelo elástico-perfeitamente plástico (Fig. 3.70b) é um modelo do qual o anterior é um caso particular com elevada rigidez. Por seu lado, e como se observa na Figura 3.69c, no modelo de deformação elástica com endurecimento, a tensão de cedência depende da história de carregamentos (ou das tensões) e, este modelo permite descrever o comportamento irreversível dos solos argilosos durante o processo de consolidação.

Lemos (1992), segundo Soares (1995), descreve o comportamento tensão-deformação típico de um solo submetido a um ensaio de corte, conforme a Figura 3.71. Observa-se que para pequenos valores da tensão de corte, as deformações podem ser consideradas lineares e elásticas. Com o aumento da tensão de corte, é atingido o ponto para o qual uma quantidade significativa de deformações plásticas começa a ocorrer – diz-se que o solo atingiu a tensão de cedência. Passam a dar-se deformações plásticas, inicialmente limitadas, com endurecimento do material. Uma vez atingido determinado valor limite para a tensão de corte, as deformações transversais aumentam continuamente, desde que aquele valor da tensão de corte seja mantido, considerando-se, então, que o solo atingiu a rotura. Nalguns casos, a resistência ao corte diminui após o ponto de rotura – é o amolecimento do material e, depois de grandes deformações é atingido um valor de resistência ao corte mínimo, denominado resistência residual.

Nos modelos acima referidos as relações tensão-deformação são independentes da taxa de carregamento. A dependência da taxa de carregamento é um problema que se coloca com maior acuidade, por exemplo, na previsão dos assentamentos a longo prazo. Como se mostra na Figura 3.72a, quando existe dependência relativamente à taxa de carregamento, ao ser aplicada uma tensão constante, o material exibe um incremento da deformação ao longo do tempo, propriedade como fluência¹.

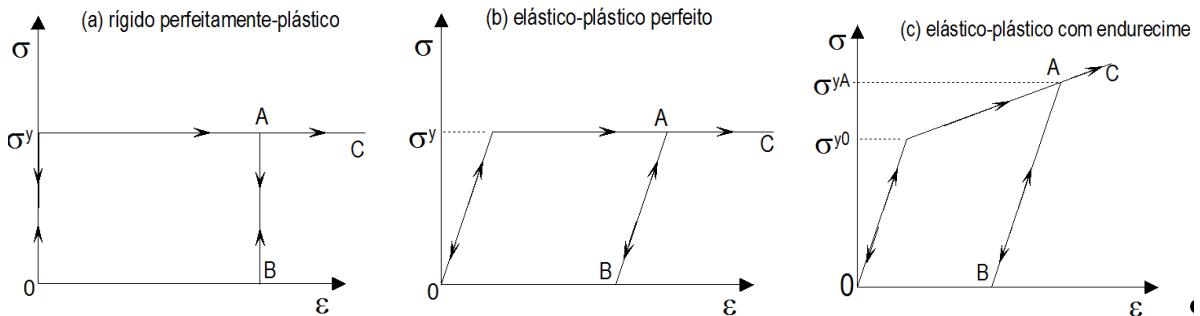


Figura 3.70 – Modelos de comportamento virtuais utilizados na mecânica dos solos.

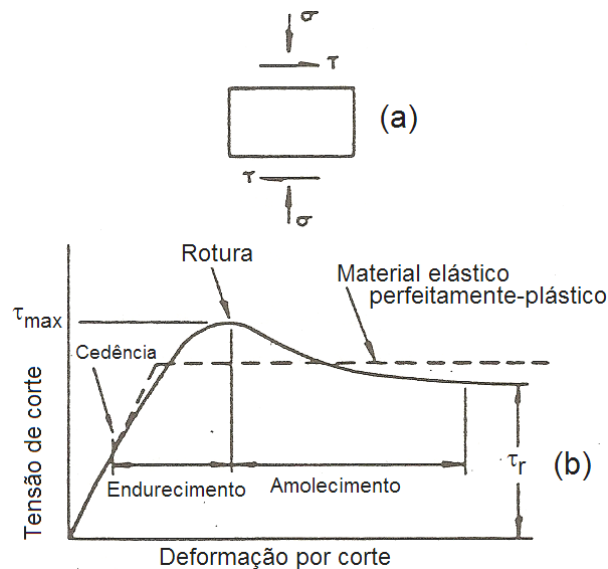


Figura 3.71 – Relação tensão-deformação típica de um solo segundo Lemos (1992), (in de Soares, 1995).

Se for aplicada uma deformação constante a um material que com componente viscosa no comportamento de resposta, a tensão decresce ao longo do tempo (relaxamento), conforme a Figura 3.73, enquanto, nos materiais sem aquela componente de comportamento a tensão permanece constante ao longo do tempo. Note-se que este é o

¹ Creep, na literatura inglesa.

princípio na base da proposta de DeGroot (2001) para a avaliação da consolidação secundária dos solos em ensaios edométricos do tipo CRS.

Facilmente se compreende que as leis que regem o comportamento reológico dos solos são complexas, sendo objecto de constantes contributos na procura da melhor compreensão das relações tensão-deformação-resistência ao corte que se estabelecem no decurso das solicitações impostas aos maciços com a construção das obras de engenharia civil. Tal facto justifica a recorrente utilização dos modelos de comportamento mais simples, expostos anteriormente, apoiados na teoria da elasticidade e por vezes da plasticidade, para a resolução de problemas de menor complexidade.

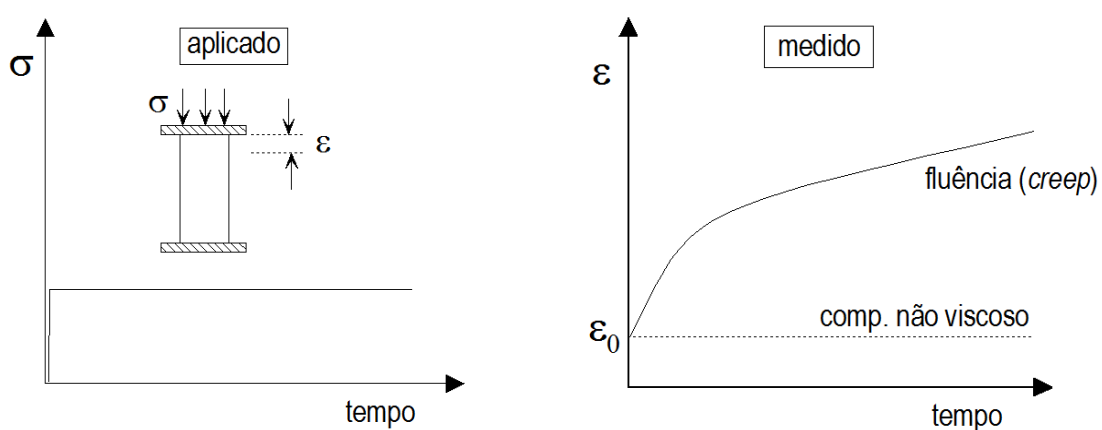


Figura3.72 – Efeito da fluência nos materiais (adaptado de Bardet, 1997)

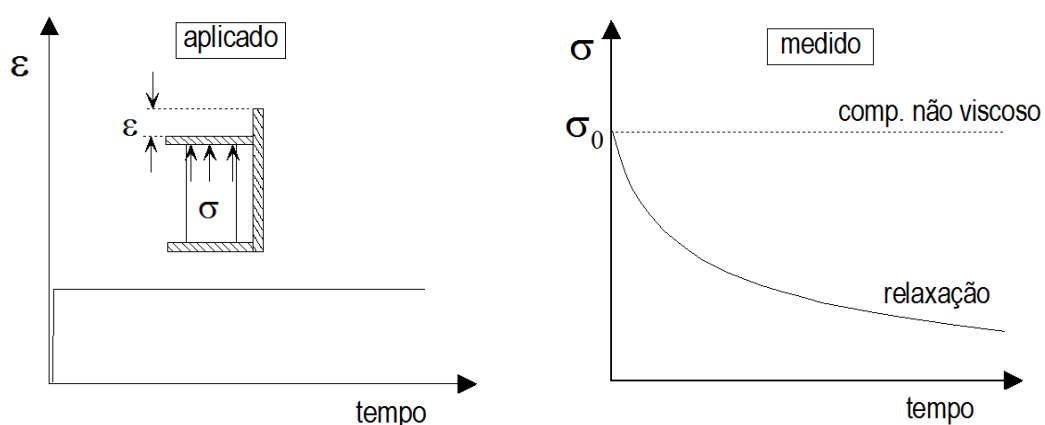


Figura 3.73 – Efeito do relaxamento nos materiais (adaptado de Bardet, 1997).

Os modelos que incorporam a parcela viscosa do comportamento dos solos são os modelos visco-elastoplásticos e viscoplásticos.

Como refere Soares (1995), dada à complexidade do comportamento dos solos, não existe um modelo único capaz de descrever a resposta dos solos sob todos os tipos de condições de carregamento e de drenagem. Além disso, modelos altamente sofisticados e versáteis requerem também processos de cálculo complexos e métodos de determinação dos parâmetros do solo mais complicados. A propósito, Coelho (2000) refere, por exemplo, que os actuais métodos numéricos atingiram um nível de aperfeiçoamento que não é ainda igualado pelas técnicas de caracterização e modelação dos solos naturais.

Na mecânica dos solos experimental as relações tensão-deformação são normalmente determinadas quer por ensaios campo quer por ensaios de laboratório. Os ensaios de campo serão abordados no capítulo 5. Relativamente aos ensaios de laboratório, tema do presente capítulo, a abordagem centrar-se-á nos ensaios triaxiais.

3.5.3 Técnicas de reconsolidação de amostras

É consabido que mesmo as mais avançadas técnicas de amostragem induzem um maior ou menor grau de perturbação às amostras a serem posteriormente objectos de ensaios em laboratório. A perturbação das amostras representa uma das principais limitações da caracterização do comportamento mecânico por ensaios de laboratório relativamente aos ensaios de campo. No presente trabalho, a avaliação da qualidade das amostras é abordada na secção 3.4, mas refira-se, entretanto, que a amostragem é conseguida à custa do alívio das tensões instaladas no interior do maciço e a perturbação das amostras daí decorrente manifesta-se por alterações da estrutura do solo no interior maciço, variações do teor de água no estado natural, pela redução do estado de tensão efectiva. Reconhece-se que, apesar das limitações mesmo a profundidades não muito consideráveis, a amostragem em blocos pode fornecer amostras de melhor qualidade comparativamente à amostragem com tubos amostradores.

Em laboratório, recorre-se normalmente a técnicas de reconsolidação das amostras com o objectivo de restituir tanto quanto possível os estados de tensão *in situ*, e, assim, mitigar ao máximo os efeitos adversos da perturbação nos resultados. No exemplo da Figura 3.74, referente ao comportamento de um solo argiloso, são ilustradas de forma esquemática a trajectória da resposta não drenada 'a' de um provete representando a amostragem «perfeita» e a trajectória equivalente 'b' de um provete significativamente

perturbado pela amostragem. As trajectórias são comparadas com o comportamento do solo no maciço, à profundidade de amostragem, para as situações hipotéticas de se tratar de uma argila jovem (NC) e de uma argila envelhecida (OC). Deve ser assinalado que o exemplo referido diz respeito a resultados de ensaios triaxiais do tipo não consolidado não drenado (UU), que no passado foi considerado um ensaio de eleição para a caracterização e previsão do comportamento mecânico dos solos, e cuja execução é actualmente considerada inadequada para o mesmo objectivo devido a um conjunto de razões descritas em 3.5.6. Contudo, o exemplo permite ilustrar o efeito da perturbação no comportamento tensão-deformação.

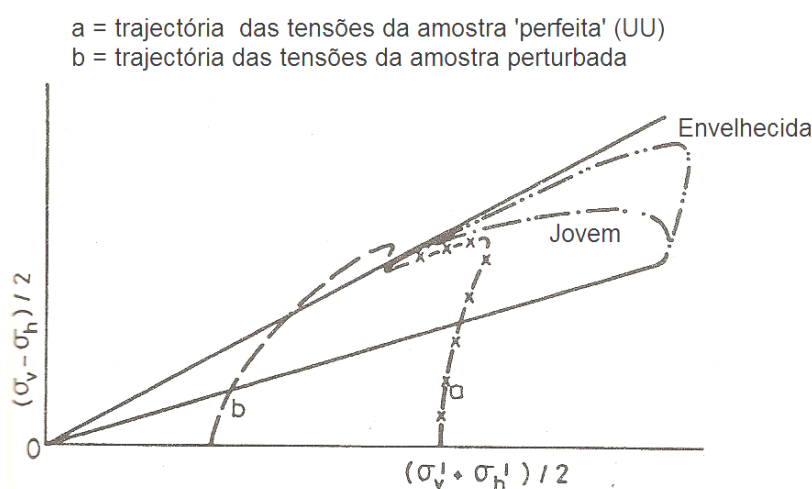


Figura 3.74 – Diferença de comportamento devido ao grau de perturbação da amostra segundo Jardine et al.. (1987), (adaptado de Hight et al., 1987).

Segundo Lo Presti (1999), as principais preocupações a ter durante a reconsolidação das amostras são (i) a minimização das variações do teor de água, ou seja, variações volumétricas ou do índice de vazios e (ii) a reposição do estado de tensões geostáticas e (iii) as trajectórias das tensões e as tensões finais a aplicar na fase de corte. Segundo Jardine e Hight (1987) na maioria dos casos, a reconsolidação é feita segundo uma das seguintes estratégias: (i) consolidação isotrópica para a tensão efectiva média à profundidade de amostragem ou (ii) consolidação anisotrópica para as condições do estado de tensões em repouso, K_0 ou (iii) consolidação anisotrópica, segundo trajectórias de tensão normalizadas mantendo K_0 , para tensões superiores a 1,5 a 2 vezes a tensão de préconsolidação, seguida de descarga segundo K_0 para um determinado valor de OCR. As duas últimas estratégias estão na base dos dois métodos mais frequentemente recomendados, o método de recompressão para as tensões *in situ* e o denominado método SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties),

respectivamente, cujos procedimentos estão sintetizados na Figura 3.75, para argilas ligeiramente sobreconsolidadas, e cuja descrição é feita de seguida.

3.5.3.1 Recompressão para as tensões *in situ*

O método foi implementado por Bjerrum (1973) e por Berre e Bjerrum (1973), referidos por Jamiolkowski et al.. (1985), em resultado da grande experiência adquirida na execução de ensaios laboratoriais no NGI. Este método, no qual o provete é reconsolidado para o estado de tensões em repouso (σ'_{v0} , σ'_{h0}), conforme a Figura 3.75, permitiu a Bjerrum (1973) identificar pouca fiabilidade do comportamento exibido nos ensaios UU e propor melhorias através de ensaios do tipo consolidado não drenado (CU). O que sobressai da Figura 73.2 é que, num ensaio UU, o estado de tensão no início do corte é muito diferente do estado *in situ*. É necessária a estimativa de um valor de K_0 para a aplicação de σ'_{h0} dado que a reconsolidação unidimensional para σ'_{v0} conduz normalmente a valores de K_0 improvavelmente baixos. É frequente assumir-se que a redução do teor de água, durante a reconsolidação para σ'_{v0} , é suficientemente pequena, de forma que a resistência não drenada obtida é representativa das condições *in situ*. Na Figura 3.75, σ'_s representa a tensão efectiva do provete, inferior à tensão efectiva após a amostragem o método de recompressão corresponde a passagem do ponto 2 para o ponto 3.

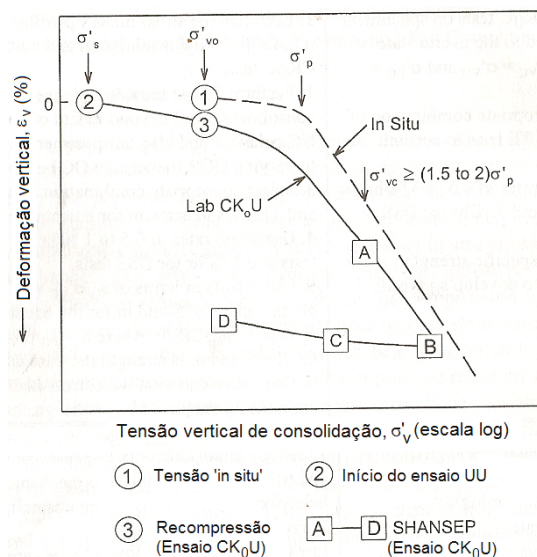


Figura 3.75 – Procedimentos de recompressão de amostras em laboratório; métodos de consolidação para estados tensões em repouso previamente ao corte não drenado CK₀U (adaptado de DeGroot, 2001)

Bjerrum (1973) verificou que, em rigor, a redução no teor de água resulta num incremento a resistência não drenada que, entretanto, é compensada pela perda de resistência devida à perturbação. Berre e Bjerrum (1973) recomendam que a deformação volumétrica durante a reconsolidação deve ser menor que 1,5% a 4% e que o método apresenta um melhor desempenho quando se trabalha com amostras de alta qualidade. Bjerrum (1973) estabeleceu o princípio de que a reconsolidação das amostras designadas 'indeformadas' para o estado de tensão *in situ* é uma condição necessária para a determinação dos parâmetros resistentes dos solos argilosos moles, o que constitui um desenvolvimento importante ao nível da mecânica dos solos experimental. Jamiolkowski et al.. (1985) reconhecem virtudes no método, acrescentando que o mesmo é de grande utilidade na previsão do comportamento *in situ* de argilas altamente estruturadas, caracterizadas por valores altos da sensibilidade e do índice de liquidez ($S_t > 1,5$ a 10 e $I_L > 1$ a 1,5) e de solos cimentados. No caso de solos do tipo das argilas sensíveis do Canadá, a monitorização fiável das pequenas deformações volumétricas poderá implicar a colheita de amostras de grande diâmetro, embora o incremento da perturbação com a redução do diâmetro das amostras conduza mais provavelmente à diminuição da rigidez e da resistência não drenada, isto é, a valores mais conservativos. Entendem os autores que o método é também recomendável para as argilas fortemente sobreconsolidadas, para as quais, com procedimentos correctos de amostragem, a perturbação das amostras é provavelmente um problema menor. Na sua perspectiva, as principais adversidades surgem na escolha adequada do valor do coeficiente de impulso durante a consolidação, K_c , que idealmente deve obedecer à condição $K_c = K_0$. Ora, é conhecida a extrema dificuldade em estimar K_0 decorrente de outros processos de préconsolidação que não o mecânico (peso das camadas subjacentes). Contudo, os autores fazem notar que um erro na estimativa de K_0 é em regra menos significativo que os erros associados à perturbação as amostras.

3.5.3.2 Método SHANSEP

O método, sugerido por Ladd e Foott (1974) e Ladd (1991), segundo Ladd et al.. (2003), é baseado na observação experimental em laboratório (MIT) do comportamento de uma grande quantidade amostras de solos argilosos. Foi verificado que, para uma larga maioria dos solos e para uma dada trajetória de corte (triaxial em compressão, TC, triaxial em extensão, TE ou corte directo simples, DSS), o comportamento tensão-deformação-resistência não drenada é controlado pela história das tensões do depósito.

Foi também observado que, numa camada com OCR uniforme, estes solos exibem um comportamento «normalizado» em relação à tensão de pré-consolidação, isto é, ao longo da camada a relação c_u/σ'_p é praticamente constante. Esta constatação levou ao estabelecimento por Ladd (1974) do conceito de parâmetro de solo normalizado (NSP – *Normalized soil parameter*). A aplicação do método consiste no cumprimento dos seguintes passos:

- i. Reconhecer e individualizar os estratos homogêneos do depósito em estudo através da prospecção de campo;
- ii. Determinar o perfil, em profundidade, da história das tensões do depósito. Esta etapa requer normalmente a execução em separado de um programa de ensaios de consolidação unidimensional, sendo, para tal, recomendado, a colheita de amostras de qualidade superior; contudo, com o advento dos equipamentos triaxiais com controlo automático, a informação relativa à história das tensões do depósito pode ser obtida durante a fase de consolidação para K_0 dos ensaios de corte;
- iii. Verificar o cumprimento do conceito NSP, ou seja, o comportamento normalizado (NSP) no ramo normalmente consolidado, levando a consolidação anisotrópica do provete para níveis de tensão superiores em 1,5 a 2 vezes σ'_p (pontos A e B da Figura 35.75) e no ramo sobreconsolidado, realizando a descarga para um determinado OCR (pontos C e D da Figura 3.75);
- iv. Determinar a resistência não drenada do solo através de ensaios de resistência ao corte apropriados (TC, TE, DSS, por exemplo), considerando uma gama de OCR de interesse ao problema em estudo; é recomendado que o corte seja realizado após decorrido aproximadamente um ciclo de compressão secundária para a máxima e para mínima tensão efectiva de consolidação;
- v. Utilizar os parâmetros normalizados dos solos para definir o perfil da resistência não drenada do depósito (evolução de c_u em profundidade). Para tal, os parâmetros normalizados são utilizados para relacionar a resistência não drenada *in situ* com a resistência não drenada no estado normalmente consolidado, e o incremento da resistência não drenada normalizada com o incremento de OCR através da expressão $c_u/\sigma'_{v0} = S(\text{OCR})^m$; os valores dos parâmetros S e de m são determinados através da representação gráfica do logaritmo da resistência não drenada normalizada relativamente à tensão vertical efectiva em repouso *versus* o logaritmo de OCR

Os proponentes do método são os primeiros a reconhecer as suas limitações. Ladd et

al.. (2001) referem ser inquestionável que o método SHANSEP provoca a desestruturação das argilas sobreconsolidadas, ao consolidá-las para além da tensão de préconsolidação no campo para a obtenção dos parâmetros S e m . Ainda assim, e admitindo serem questionáveis os resultados nesses solos, os autores vêem vantagens na obrigatoriedade em determinar a história das tensões dos depósitos, fundamental na previsão dos assentamentos, referindo ainda que os erros associados à determinação de S e de m estão sempre do lado da segurança e são pequenos no caso de solos argilosos com baixa a moderada sensibilidade. Ainda assim, os autores reconhecem a maior valia do método de recompressão no caso das argilas fortemente estruturadas, recomendando a por este método, dada a sua maior fiabilidade, havendo a disponibilidade de amostras de alta qualidade.

Por outro lado, Ladd e DeGroot (2003) referem que no caso de solos normalmente consolidados, como frequentemente se apresentam os solos argilosos moles, a recompressão para $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ provoca deformações volumétricas demasiadamente altas e resulta em curvas $e_v - \log \sigma'_v$ com declives demasiadamente baixos que, deste modo, conduzem a resultados sobrestimados. Os autores são peremptórios em concluir que, nesse tipo de solos, o método SHANSEP é claramente melhor para a recompressão dos solos.

Coelho (2000), em síntese aos trabalhos de Ladd (1991), Ladd (1974) e Leroueil et al.. (1979), refere que os efeitos da destruição da estrutura do solo com a consolidação para tensões superiores às presentes *in situ* dependem claramente da sua composição e história geológica, acrescentando que, por exemplo, é de esperar que numa argila, devido às particularidades geométricas e de comportamento dos minerais argilosos, exista uma maior estruturação do que num solo siltoso, tal como deve acontecer em solos residuais comparativamente aos sedimentares.

Persistem as dificuldades relativamente à estimativa de K_0 . No estado actual do conhecimento, apenas um grupo muito restrito de ensaios de campo, da família dos pressiómetros e dos dilatómetros, é considerado adequado para estimativa daquele parâmetro. Contudo, e não havendo muitas vezes a possibilidade de realização daqueles tipos de ensaios, empregam-se frequentemente algumas correlações empíricas entre K_0 e parâmetros de simples determinação, como o índice de plasticidade por exemplo, que têm fornecido resultados com algum interesse prático.

Após a escolha de um valor de K_0 entendido como adequado ao problema em apreço, são colocadas algumas dificuldades de ordem técnica para a sua aplicação. Com efeito,

o advento de alguns equipamentos triaxiais muito sofisticados, nomeadamente células de caminho de tensões com controlo e aquisição automática dos dados, possibilitam a estimativa de K_0 (idealmente com recurso a instrumentação local dos provetes), mas tal é conseguido mediante procedimentos de medição da deformação radial muito rigorosos e simultaneamente morosos. Contrariamente aos solos rijos, a instrumentação interna dos provetes nem sempre é uma tarefa pacífica em solos moles a muito moles. Refira-se, entretanto, que tais equipamentos não estão disponíveis na maioria dos laboratórios e, deste modo, nos ensaios correntes a determinação da deformação radial é conseguida de forma indirecta, a partir das deformações vertical e volumétrica.

3.5.4 Anisotropia

Os conceitos e suas implicações que aqui se pretendem apresentar tornam-se de certa forma mais compreensíveis tendo-se presente o processo de formação dos solos sedimentares. Ao considerar um depósito sedimentar formado pela deposição progressiva de camadas horizontais é intuitivo que, deste modo, se desenvolve uma anisotropia de propriedades, como por exemplo a condutividade hidráulica. Esta anisotropia, associada ao próprio processo de formação do depósito é correntemente denominada por anisotropia inerente. Deste modo, uma amostra extraída do referido maciço, quando submetida em laboratório à solicitações de corte são esperadas respostas diferentes, se forem diferentes os ângulos da direcção da tensão principal de corte relativamente à direcção de deposição, designado por δ , ou seja, como refere Folque (1997), obter-se-ão resultados que dão conta da anisotropia da amostra.

No caso dos solos argilosos moles, de formação recente, esta anisotropia não deverá estar pronunciadamente marcada, a menos que se tratem de solos estruturados ou caracterizados por intercalações granulométricas entre argilas e siltes. Como se depreende, a anisotropia inerente desempenha um papel primordial em solos fortemente estruturados e sobreconsolidados.

É, por outro lado, necessário ter em conta a denominada anisotropia induzida (anisotropia 'evolutiva', segundo Folque, 1997), que é a anisotropia que se vai instalando no corpo (proвете ou elemento no interior do maciço), conforme a deformação distorcional progride. Pela sua natureza, a caracterização desta anisotropia é conseguida conduzindo o solo à rotura mediante a imposição de diferentes trajectórias de tensão. Ainda assim, e como em muitos casos, os estados de partida para o corte não são

isotrópicos, muitas vezes, os comportamentos observados resultarão dos efeitos combinados das anisotropias inerente e induzida.

Segundo Ladd et al.. (2003), na prática, é necessário conhecer apenas duas variáveis para descrever as diferenças básicas entre diversas formas de execução do corte não drenado, após consolidação para o estado de tensão em repouso, isto é, diferenças entre vários tipos de ensaio CK_0U (consolidados anisotropicamente para K_0 com corte não drenado). Uma dessas variáveis é δ , tal como anteriormente definido e a outra é a magnitude relativa da tensão principal intermédia, definida como $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$. Desta forma, é do entendimento dos autores que as variações em b e em δ conduzem a diferentes padrões de comportamentos tensão-deformação, os quais são devidos essencialmente aos efeitos da tensão principal intermédia, σ_2 , e da anisotropia, respectivamente. Na Figura 3.76 são ilustradas as combinações de b e δ possíveis de serem conseguidas por uma diversidade de equipamentos laboratoriais e respectivos modos de corte, nomeadamente compressão e extensão triaxiais (TC/TE), deformação plana por compressão e por extensão (PSC/PSE), o corte directo simples (DSS), o verdadeiro aparelho triaxial (TTA), o corte torsional em amostras de cilindro oco (TSHC) e a célula de corte direcciona (DSC).

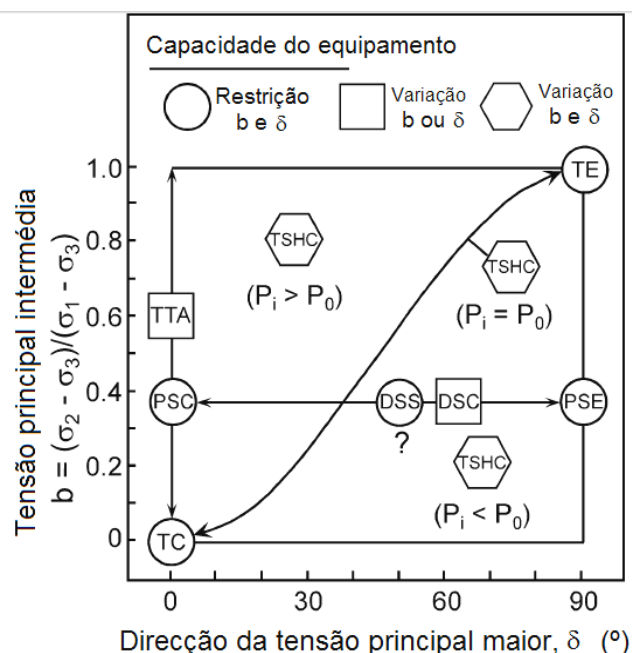


Figura 3.76 – Capacidade de fazer variar b e δ em função do tipo equipamento de corte, modificado de Germaine (1982), (in segundo Ladd e DeGroot, 2003).

Os autores fazem notar que, para o estudo directo dos efeitos da anisotropia, o ideal é aplicar trajectórias de tensões fazendo variar δ desde 0° até 90° para valores constantes de b , o que apenas é possível, pelo menos em teoria, com os ensaios TSHC e DSC, cuja implementação continua ainda bastante limitada a estudos de investigação dos solos e dos próprios equipamentos. Os equipamentos que induzem o corte em condições de deformação plana, medem correntemente o valor de c_u para valores de δ iguais a 0° e a 90° , sendo também a sua disponibilidade ainda limitada na maioria dos laboratórios de mecânica dos solos. Deste modo, na maioria dos trabalhos, o corte não drenado para consolidações anisotrópicas do tipo CK_0U , limitam-se aos ensaios triaxiais, TX, em compressão e em extensão e aos ensaios de corte directo simples.

O ensaio triaxial fornece valores de c_u inferiores relativamente ao corte em condições de deformação plana, conforme os resultados obtidos por Ladd (1991) apresentados no Quadro 3.22, em que $q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ é a tensão deviatórica na rotura.

Quadro 3.22 – Relação entre a resistência não drenada obtida em condições de deformação plana e triaxial (axissimétrica) segundo Ladd e DeGroot (2003).

| Modo de corte | q_f (PS)/ q_f (TX) | Observações |
|-------------------------------------|------------------------|------------------|
| Compressão ($\delta=90^\circ$) | 1,09 \pm 0,06 | Várias argilas |
| Extensão ($\delta=0^\circ$) | 1,22 \pm 0,03 | Apenas 4 argilas |
| Média | \approx 1,15 | |

Quanto ao ensaio de corte directo simples, como é sabido, é usado para simular o corte ao longo de um plano. O ensaio apresenta limitações devidas à não uniformidade do estado de tensão. A tensão horizontal de corte, para a resistência máxima (τ_{hmax}) situa-se provavelmente, segundo Ladd et al.. (2001), entre $q_f = 0,5(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ e $q_f = q_f \cos \phi'$ e a inclinação da tensão principal na rotura (σ_{1f}) é provavelmente de $\delta \approx 45 \pm 15^\circ$.

Na Figura 3.77a são representados os estados de tensão mobilizados na hipotética curva de rotura da fundação de um aterro com a indicação dos ensaios de laboratório acabados de referir capazes de simular os referidos estados. Ao caracterizar os efeitos da anisotropia é frequente relacionar a variação resistência não drenada dos solos com a sua plasticidade. No exemplo da Figura 3.77b é ilustrada a variação das razões de resistência, na situação de pico, obtidas em ensaios do tipo CK_0U através de trajectórias de corte impostas por ensaios TC, TE e DSS realizados em várias argilas normalmente consolidadas e em siltes.

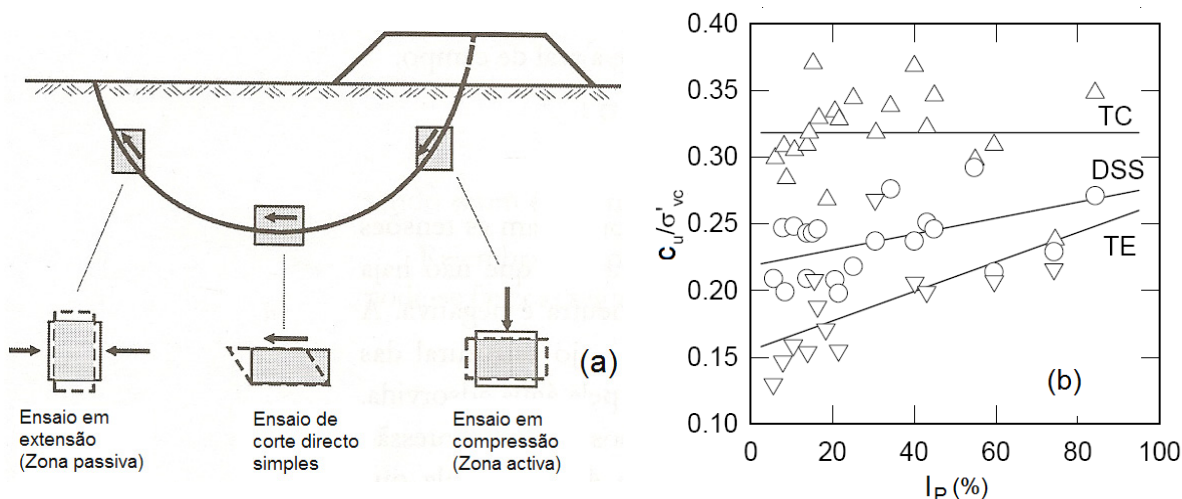


Figura 3.77 – (a) Solicitações no terreno por efeito do carregamento à superfície (aterro); (b) Anisotropia da resistência não drenada a partir de diferentes ensaios de corte do tipo CK₀U em argilas e siltes normalmente consolidados (Ladd e DeGroot, 2003).

Verifica-se que, com o aumento de I_P , a razão é aproximadamente constante para a compressão triaxial; é geralmente mais baixa para o DSS com uma tendência para uma maior diminuição para os valores mais baixos de I_P ; no cômputo geral, os valores mais baixos de c_u/σ'_{vc} são relativos à extensão triaxial mantendo-se a tendência de diminuição para os valores mais baixos de I_P . Ladd e DeGroot (2003) referem que, para OCR=1, os solos exibem anisotropia pronunciada relativamente a c_u , que se torna mais importante nas argilas sensíveis. No caso das argilas sobreconsolidadas, estas também podem exibir um comportamento acentuadamente anisotrópico e, para uma argila relativamente não estruturada, o grau de anisotropia normalmente decresce com o aumento de OCR, ou seja, o valor de m é maior em extensão do que em compressão. Pelo contrário, o OCR terá um efeito menor na anisotropia de solos cimentados e sensíveis.

3.5.5 Ensaios triaxiais

Na actualidade os ensaios triaxiais constituem, porventura, a ferramenta mais utilizada na caracterização do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte dos solos. Em termos muito gerais, e conforme a Figura 3.78, a montagem do ensaio inclui uma câmara no interior da qual é instalado um provete cilíndrico encamisado por uma membrana feita normalmente em látex. No topo e na base do provete é colocado, por ordem, um papel de filtro e uma pedra porosa, ambos com a geometria da superfície de contacto, que por sua vez estão ligados ao sistema de drenagem do equipamento. A pressão lateral σ_3 é

aplicada por pressurização da água que preenche o interior da câmara triaxial e a pressão axial σ_1 é aplicada fazendo deslocar o pistão.

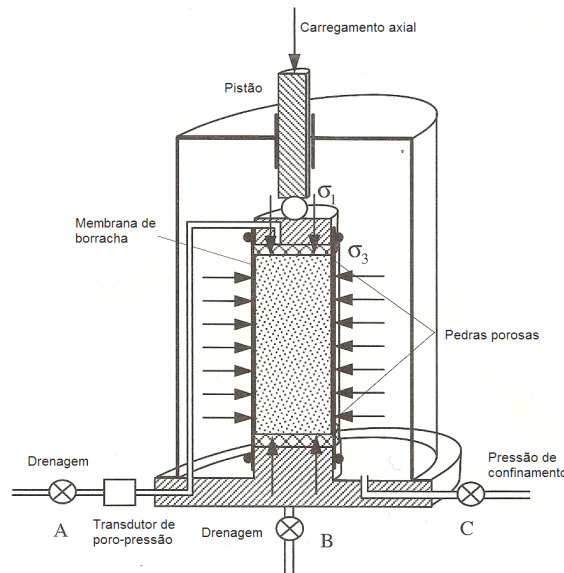


Figura 3.78 – Montagem do ensaio triaxial (Bardet, 197)

3.5.5.1 Fase de consolidação

Na secção 3.5.3 foi abordada a importância da consolidação das amostras na fiabilidade dos comportamentos tensão-deformação-resistência ao corte observados em laboratório, quando, por sua vez, se pretende prever o comportamento no campo. Foi também referido que os ensaios de corte não consolidados não drenados são limitados para esse propósito, razão pela qual, na actualidade, estão praticamente em desuso.

Em princípio, a consolidação laboratorial para estados de tensão isotrópicos (CI) só faria sentido para situações em que, *in situ*, se verificasse a condição de $K_0 \approx 1$. Acontece entretanto que na prática ela é muitas vezes aplicada porque nos problemas em apreciação a precisão dos resultados não se coloca de uma forma crítica, pois à partida e como se verificou, consolidações dos tipos CI e CK_0 conduzirão a resultados diferentes.

Verifica-se então que a consolidação anisotrópica para o estado de tensões 'in situ' é a que melhor representa o comportamento dos solos, o que, aliás descreve a estado real da maioria dos depósitos de solos naturais. Quando $K_0 \neq 1$ são necessárias técnicas mais ou menos complexas para aplicação desse estado de tensões.

A consolidação K_0 (CK_0) pode ser conseguida através da consolidação anisotrópica incremental, na qual a fase de consolidação é conduzida mantendo a deformação radial nula e estimando o valor do coeficiente de impulso em repouso, tendo em consideração a técnica de recompressão a aplicar. Além de demorada, a realização deste método impõe consideráveis exigências técnicas.

Doutro modo, Ladd (1991) faz referência a uma técnica mais simples, na qual, numa primeira fase é aplicada uma consolidação isotrópica que instale na amostra a tensão horizontal pretendida e, seguidamente, numa segunda fase procede-se ao incremento drenado da tensão deviatória até atingir a tensão vertical pretendida. Segundo Coelho (2000), alguns autores consideram a técnica satisfatória enquanto outros, como Hight et al. (1984), consideram-na insuficiente, defendendo que, apesar das limitações apontadas à consolidação anisotrópica incremental, este é único método fiável para reproduzir o comportamento mecânico do solo. Os comentários de Coelho (2000) indiciam que, apesar das eventuais insuficiências, a técnica simplificada de consolidação anisotrópica pode ser a mais adequada no caso de amostras de solos muito moles e/ou em que o valor de σ'_s é muito baixo, pois a sua consistência é, por vezes, insuficiente para desenvolver com sucesso um processo de consolidação anisotrópica incremental.

Na Figura 3.79 são comparados os efeitos da aplicação de diferentes técnicas de consolidação anisotrópica. Observa-se que, independentemente da trajectória de consolidação anisotrópica com que se atinge o ponto c ('abc', consolidação anisotrópica incremental ou 'agc', a consolidação simplificada em duas fases), não se vislumbram diferenças no comportamento tensão-deformação-resistência ao corte entre as amostras.

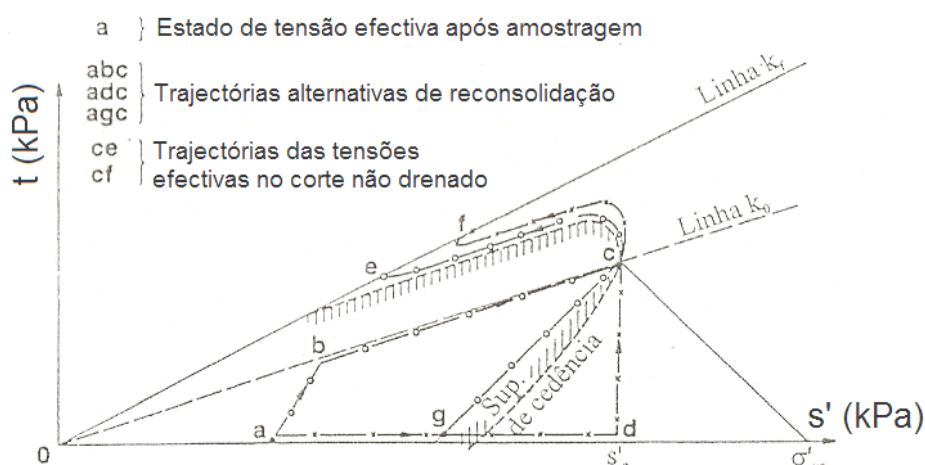


Figura 3.79 – Comportamento não drenado de amostras NC submetidas a diferentes técnicas de alternativas de consolidação anisotrópica segundo Baldi (1988), (adaptado de Coelho, 2000)

Segundo Baldi et al.. (1988), qualquer que seja o caminho das tensões seguido na consolidação do provete, os resultados obtidos serão sempre satisfatórios desde que o referido caminho não seja exterior à superfície de cedência, tal como se verifica com 'adc'. A justificação, segundo os autores, está no facto de ao ser transposta a superfície de cedência, as variações do teor de água durante a consolidação são acrescidas, o que, por sua vez, conduz à alteração do caminho das tensões durante a fase de corte.

3.5.5.2 Fase de corte

As escolhas tanto dos caminhos das tensões a impor bem como da condição drenada ou não drenada na fase de corte dependem fundamentalmente do caso de obra em estudo. Os modos de execução do corte conjuntamente com o tipo de consolidação previamente aplicada (ou não) estão na base das designações conhecidas para os ensaios triaxiais. Na Figura 3.80 estão representados de forma esquemática a forma de aplicação das tensões principais bem como os caminhos que caracterizam os ensaios triaxiais quer em compressão quer em extensão, quer drenados quer não drenados. No Quadro 3.23 são apresentadas as designações dos diferentes tipos de ensaio e as siglas correspondentes e na Figura 3.81 estão representadas os tipos de solicitações impostas por alguns tipos de obras geotécnicas correntes e o modo como, em laboratório, devem ser conduzidos os ensaios triaxiais tornando os seus resultados representativos do comportamento do solo expectável no campo.

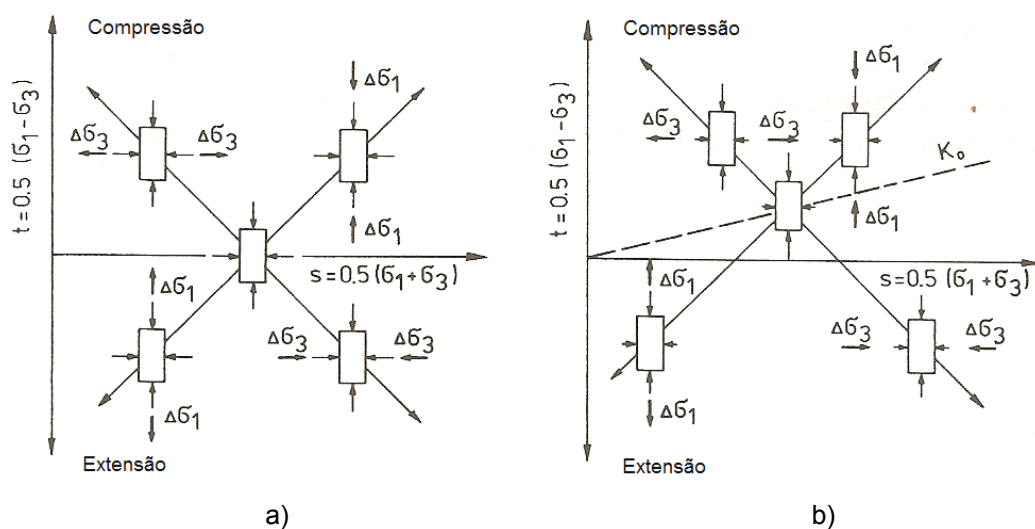


Figura 3.80 – Diferentes trajectórias de carregamento aplicadas durante o corte por compressão e por extensão triaxial; (a) consolidação isotrópica; (b) Consolidação anisotrópica (Lechowicz et al., 1996).

Quadro 3.23 – Tipos de ensaios triaxiais

| Tipo de ensaio triaxial | Não Drenado | | Drenado | |
|-------------------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|
| | Compressão | Extensão | Compressão | Extensão |
| Consolidado isotropicamente | CIUC | CIUE | CIDC | CIDE |
| Consolidado anisotropicamente | CAUC | CAUE | CADC | CADE |
| Consolidado para K_0 | CK ₀ UC | CK ₀ UE | CK ₀ D | CK ₀ DE |

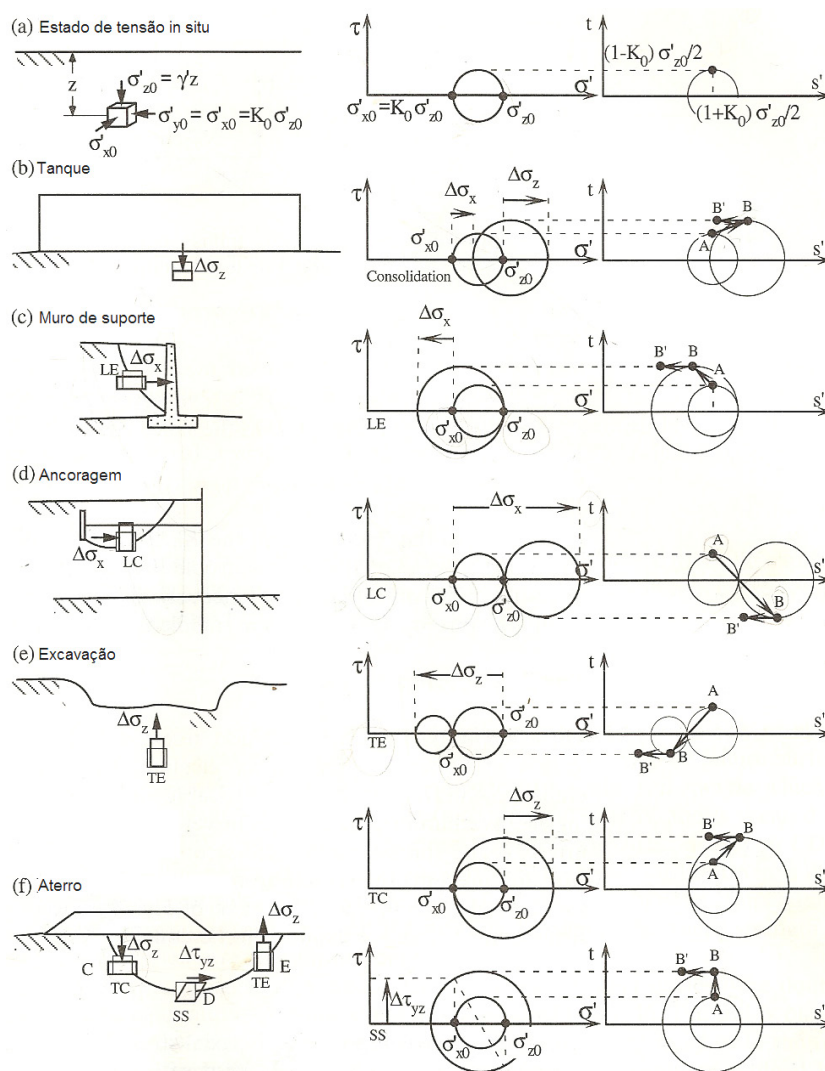


Figura 3.81 – Estados de tensão 'in situ' e variações do estado de tensões resultantes de da construção de algumas obras geotécnicas (Bardet, 1997)

Nos ensaios drenados é permitida a dissipação contínua dos excessos de poro-pressão gerados pelos acréscimos da tensão de corte, o que origina a variação de volume do provete. Nos ensaios não drenados essa dissipação é impedida, não havendo, portanto,

variação do volume do provete, mas sim variações da poro-pressão. Com a medição das poro-pressões que se vão instalando no interior do provete é possível interpretar os resultados em termos de tensões totais e de tensões efectivas. Esta característica concede alguma vantagem aos ensaios não drenados em relação aos drenados mas, é reconhecida a importância crucial destes últimos na definição rigorosa da superfície de cedência de um solo.

A rotura é atingida por compressão ou por extensão do provete, diferenciando-se as duas situações pela direcção da tensão principal máxima que, em compressão é coincidente com a direcção vertical e, em extensão é coincidente com a direcção horizontal, conforme a Figura 3.82a. Vários investigadores têm demonstrado que a resistência exibida pelos solos é fortemente e dependente da trajectória de tensões seguida durante o corte. Um exemplo está ilustrado na Figura 3.82b relativo ao estudo do comportamento de solos moles com diferentes graus de sobreconsolidação (Hight et al., 1987). Observa-se que a resistência em compressão é superior a resistência em extensão e que, para os dois tipos de trajectória, são diferentes os comportamentos tensão-deformação pré-rotura.

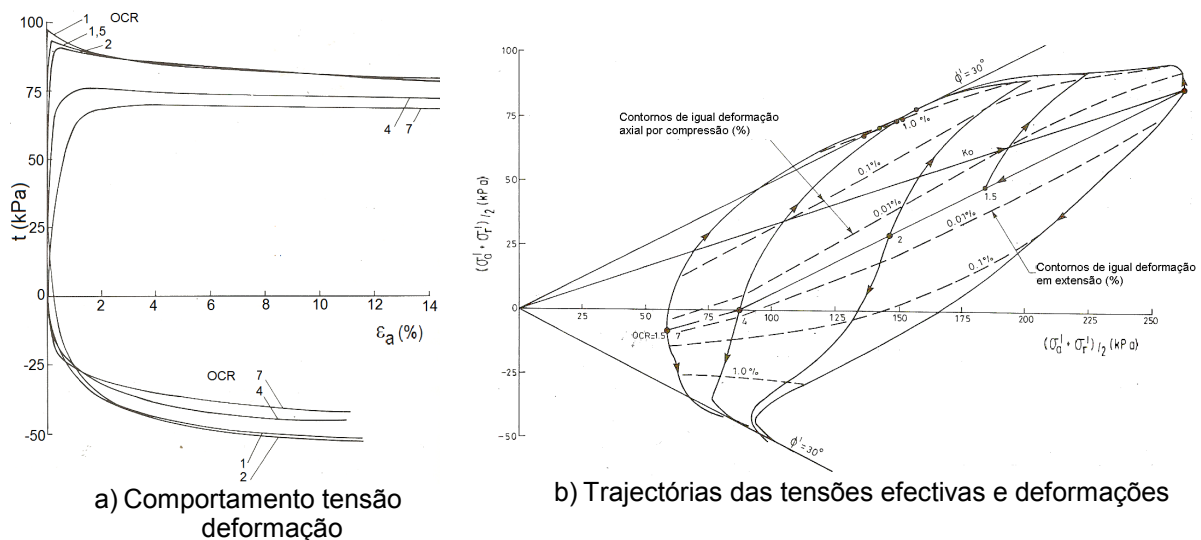


Figura 3.82 – Comportamento de amostras de argilas reconstituídas de baixa plasticidade, submetidas a ensaios de compressão e de extensão triaxial (Hight, 1987)

Além da direcção principal dos acréscimos da tensão de corte e das condições de drenagem, outro aspecto muito importante do qual dependem os resultados é o modo de controlo do ensaio, ou seja, deformação controlada ou tensão controlada. A deformação controlada está ao alcance dos aparelhos triaxiais comerciais mais comuns e consiste

normalmente na execução do corte por imposição de uma determinada ‘velocidade’ de aplicação do carregamento (ou taxa de deformação) com recurso a uma prensa de compressão. Essa taxa de deformação é ela própria um factor a considerar de forma prudente, pois, é normalmente apontada como uma condicionante dos resultados. A tensão controlada, por seu lado, requer aparelhos mais sofisticados capazes de assegurar de forma controlada a execução do corte sob condições de tensão preestabelecidas.

Hight et al.. (1987) e também Campos (1984) citado por Coelho (2000), referem que a fase inicial da curva tensão-deformação é melhor definida em ensaios realizados com tensão controlada e que em relação à resistência não drenada, para o mesmo tempo de rotura, os ensaios realizados com tensão controlada dão origem a resistências superiores relativamente aos ensaios realizados com deformação controlada, além de não permitirem o estudo do comportamento pós-pico, porque as deformações axiais crescem fortemente logo que este é ultrapassado. Hight et al.. (1987) referem que nos ensaios com tensão controlada, pelo facto de nas imediações da rotura serem impostas às amostras velocidades de deformação crescentes, evidencia-se uma tendência de redução das poro-pressões geradas no corte, o que, pelo menos em amostras quase normalmente consolidadas conduz ao aumento da resistência.

Tal como refere Coelho (2000), a livre escolha dos sistemas de controlo do ensaio é uma das possibilidades oferecidas pelos equipamentos mais avançados, os quais permitem inclusivamente a alteração do tipo de controlo durante o ensaio. Baseado em resultados de estudos anteriores, o referido autor conclui, ainda que com algumas reservas, que, para a correcta definição do comportamento tensão-deformação de solos próximos do estado normalmente consolidado mediante à aplicação de velocidades de deformação adequadas durante todo o ensaio, será porventura conveniente iniciar os ensaios exercendo o controlo das tensões e terminá-los controlando as deformações, alterando o tipo de controlo do ensaio significativamente antes de ser atingida a tensão de cedência.

O tipo de controlo seleccionado é, por sua vez, condicionante dos efeitos do tempo de solicitação do provete durante o corte. Alguns autores, como Germaine e Ladd (1988) por exemplo, recomendam com base na sua experiência a utilização de taxas de deformação, $d\varepsilon/dt$, de 0,5 a 1,0%/hora no caso de ensaios não drenados em solos argilosos moles.

Ladd e DeGroot (2003) referem-se aos efeitos da taxa de deformação realçando que todos os solos argilosos exibem sensibilidade às taxas de deformação não drenadas

correspondentes aos ensaios mais rápidos. Os autores referem que a magnitude desta sensibilidade pode ser expressa pelo parâmetro:

$$\rho_{\dot{\epsilon}_{a0}} = \frac{\Delta c_u / c_{u0}}{\Delta \log \dot{\epsilon}_a} \quad [3.62]$$

sendo c_{u0} o valor da resistência não drenada para um valor de referência da taxa de deformação axial $\dot{\epsilon}_a = \dot{\epsilon}_{a0}$. A maioria dos valores de $\rho_{\dot{\epsilon}_{a0}}$ relatados na bibliografia resultam de ensaios triaxiais do tipo CIUC realizados em solos argilosos normalmente consolidados, havendo poucos dados relativos a ensaios do tipo CAUC e ainda menos dados de quaisquer dos tipos de ensaios triaxiais que sejam relativos a solos sobreconsolidados. Shearan (1986), segundo Ladd et al. (2003), apresenta os resultados de um estudo pioneiro e sistematizado acerca da variação de $\rho_{\dot{\epsilon}_{a0}}$ em função do OCR e da taxa de deformação, baseado em resultados de ensaios do tipo CK₀UC realizados com amostras da Argila Azul de Boston ($w_L \approx 45\%$, $I_p \approx 24\%$). Foram considerados valores de OCR de 1, 2, 4 e 8 e taxas de deformação de 0,05 a 50%/h, cujos resultados podem ser sintetizados pela Figura 3.83a.

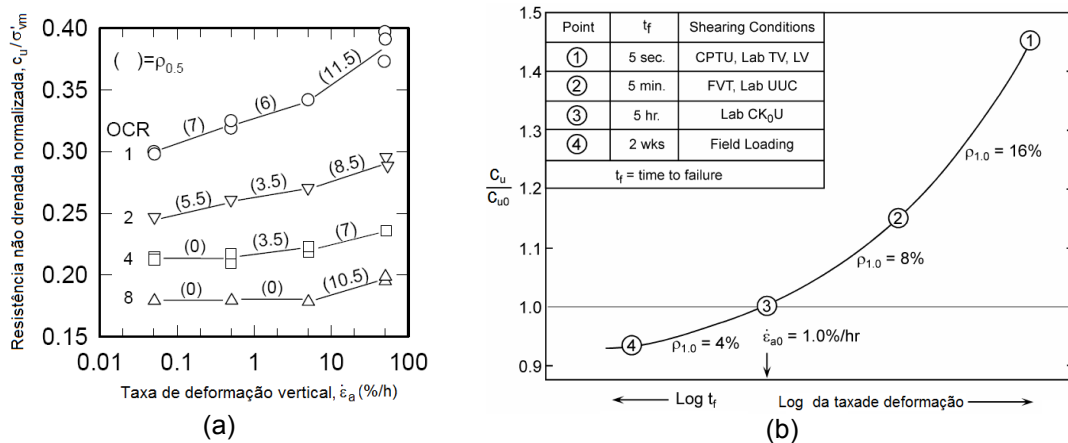


Figura 3.83 – (a) Variação da resistência não drenada normalizada com a taxa de deformação axial em ensaios do tipo CK₀C realizados sobre amostras ressedimentadas da Argila Azul de Boston segundo Shearan et al. (1996); (b) Representação esquemática do efeito da taxa de deformação no valor de c_u determinados por ensaios de campo e de laboratório realizados em solos com valores de OCR baixos (in Ladd e DeGroot, 2003).

No gráfico da figura está projectada a razão de resistência não drenada c_u / σ'_{vm} , (σ'_{vm} representa a tensão vertical de consolidação máxima) contra a taxa de deformação em escala logarítmica e são mostrados de $\rho_{0.5}$, ou seja, resultantes da aplicação da equação

[62.2] para a taxa de deformação de referência $\dot{\epsilon}_a = 0,5\%/h$. Observa-se que nos ensaios muito rápidos ($\dot{\epsilon}_a = 5$ a $50\%/h$) a sensibilidade à taxa de deformação não depende, no essencial, do valor de OCR, podendo considerar-se $\rho_{0,5} = 9,5 \pm 2\%$. Contudo, para taxas de deformação mais baixas o valor de $\rho_{0,5}$ decresce com o OCR, desde valores de $6,5 \pm 0,5\%$ para os solos normalmente consolidados até $4,5 \pm 1\%$ quando $OCR=2$ e finalmente para zero quando $OCR=8$. Com base nos resultados acabados de referir, na sua experiência de investigação e em dados da literatura, Ladd et al. (2003) apresentam a Figura 80.2b para ilustrar a influência da taxa de deformação seleccionada nos valores da resistência não drenada determinados a partir de diferentes tipos de ensaios quer de campo quer de laboratório. O comportamento proposto é aplicável a solos argilosos com valores baixos de OCR e, para os valores assumidos de ρ_1 e de t_f (tempo para atingir a rotura), a figura mostra que, comparativamente ao ensaio laboratorial CK_0UC :

- Mecanismos de corte extremamente rápidos ($t_f \approx 5$ segundos), tal como ocorre no ensaio CPTU conduzem a um incremento da resistência não drenada de quase 50%;
- Mecanismos de corte rápidos ($t_f \approx 5$ minutos), tal como ocorre no ensaio FVT e no ensaio UUC conduzem a um incremento da resistência não drenada de quase 15%;
- Mecanismos de corte muito lentos ($t_f \approx 2$ semanas), tal como pode ocorrer no campo, conduzem a um decréscimo da resistência não drenada de quase 10%.

Os autores fazem ainda notar que estas percentagens são aproximadas e que variarão indubitavelmente com o tipo de solo e a sua história de tensões e, muito possivelmente, com a temperatura (solos do Ártico, com temperaturas próximas das temperaturas de congelamento, podem ser extremamente sensíveis às taxas de deformação). Ladd e DeGroot (2003) recomendam, então, que a escolha da taxa de deformação em ensaios não drenados deve ter em consideração o valor de $\rho_{\epsilon a 0}$ dos solos argilosos e as taxas de carregamento típicas impostas no campo.

No caso da tensão controlada, visto não ser possível controlar de forma directa a velocidade de carregamento, é aconselhável assegurar a uma distribuição uniforme das poro-pressões ao longo do provete.

É também de considerar uma parcela de influência do tempo de consolidação antes do corte, no qual o efeito da consolidação secundária desempenha um papel importante quando se tratam de solos normalmente consolidados.

3.5.6 Comportamento dos solos argilosos

3.5.6.1 Resistência ao corte

Nesta secção são discutidos alguns dos aspectos tipificadores da resposta dos solos argilosos moles quando solicitados por tensões de corte. O grosso da informação coligida é referente a resultados de ensaios realizados sobre amostras ditas intactas e sobre amostras remoldadas ou reconstituídas em laboratório. É actualmente reconhecido que o estudo sistematizado de amostras no estado natural e reconstituído permite desenvolver modelos de interpretação do comportamento dos solos, passíveis de terem aplicação noutras situações distintas das estudadas. Tal como referido por Coelho (2000), o principal argumento invocado a favor do estudo do comportamento de amostras reconstituídas é o de estas permitirem analisar o comportamento do solo isento dos imprevisíveis mas, em geral, significativos efeitos da heterogeneidade das amostras naturais e da perturbação induzida pelos processos de amostragem.

Relembre-se que é comum referir-se ao comportamento exibido pelos solos reconstituídos como «comportamento intrínseco». Contudo, Leroueil e Hight (2003), chamam atenção para a importância em ter-se presente que as propriedades obtidas no estado reconstituído poderem não ser assim «tão intrínsecas» pois elas podem ser influenciadas por diversos factores, sendo um entre outros exemplos as condições de preparação das amostras.

No caso dos depósitos de solos argilosos moles, que, dado o seu processo de formação, idade e história geológica, não exibem uma estruturação fortemente marcada, o comportamento de amostras reconstituídas pode se aproximar ao dos solos naturais, cuja amostragem indeformada pode colocar dificuldades acrescidas principalmente nos casos não tão raros da ocorrência de importantes intercalações siltosas e arenosas.

Bishop e Henkel (1962), segundo Coelho (2000), mostraram através dos resultados de ensaios do tipo CIUC realizados sobre amostras reconstituídas da Argila de Weald, nos estados normalmente consolidado e sobreconsolidado, que as curvas $q-\varepsilon_a$ apresentam uma forma semelhante e fornecem o mesmo valor da tensão deviatórica máxima ($q_{\max}=119$ kPa) no domínio das grandes deformações, conforme as Figuras 3.84 e 3.85, respectivamente). A forma de variação do incremento da poro-pressão com a deformação axial mostra-se perfeitamente diferenciada nas duas situações (NC e OC). Na situação NC regista-se um aumento considerável da poro-pressão enquanto, na situação OC regista-se uma diminuição, ainda que relativamente pouco expressiva. Em consequência deste comportamento, os caminhos das tensões efectivas (CTE) no plano

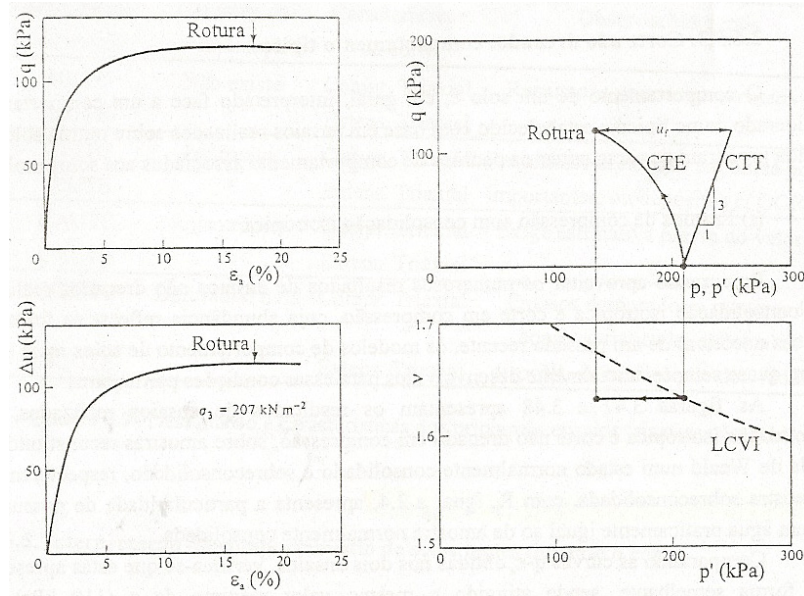


Figura 3.84 – Resultados de ensaio de compressão não drenada sobre amostra NC de argila segundo Bishop e Henkel (1962), (in Coelho, 2000)

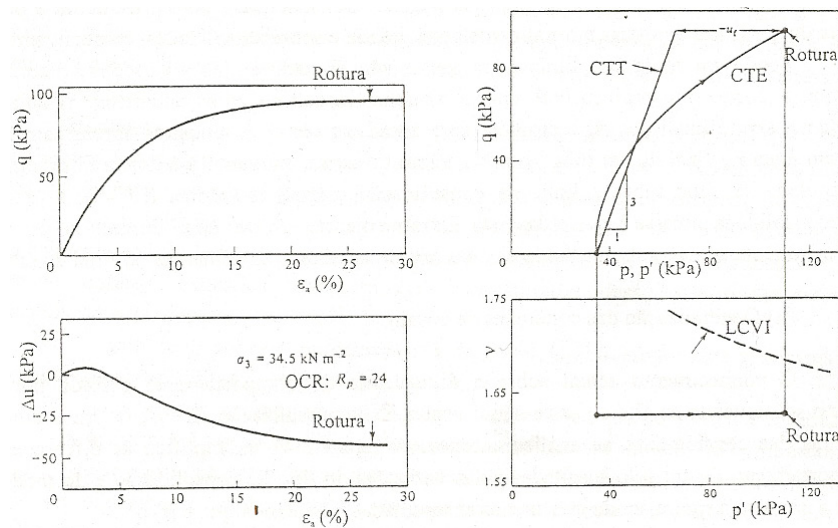


Figura 3.85 – Resultados de ensaio de compressão não drenada sobre amostra de argila OC segundo Bishop e Henkel (1962), (in Coelho, 2000)

p' - q apresentam-se ou para esquerda ou para a direita dia caminho das tensões totais (CTT). As duas amostras apresentam praticamente o mesmo valor de teor de água, o que justifica a constância de n (invariável durante o corte não drenado) com valores sensivelmente iguais. Nas figuras observa-se igualmente o posicionamento das amostras NC e OC relativamente à linha de compressão virgem isotrópica (LCVI) no início do corte, bem como a evolução de p' .

Noutras trajectórias de corte e condições de consolidação, como em ensaios do tipo CK₀UC e CK₀UE, como no exemplo apresentado na Figura 3.86, relativo a amostras reconstituídas da Argila Azul de Boston (Boston Blue Clay), verificam-se alguns comportamentos particulares. Na figura é apresentado também o comportamento amostras do mesmo solo submetidas a ensaios dos tipos CIUC e CIUE. Verifica-se que, além da influência do caminho seguido para a consolidação, a curva tensão-deformação de solos normalmente consolidados isotropicamente, sujeitos ao corte não drenado em compressão e extensão triaxiais, não evidencia um pico de resistência. Todavia, ao ser submetido a consolidação anisotrópica, o solo exibe, um pico bem definido na sua curva tensão-deformação correspondente ao corte em compressão, ao qual corresponde uma deformação significativamente inferior à tensão de rotura. Pelo contrário, durante o corte em extensão, não se evidencia o referido pico tanto na consolidação isotrópica como na consolidação anisotrópica.

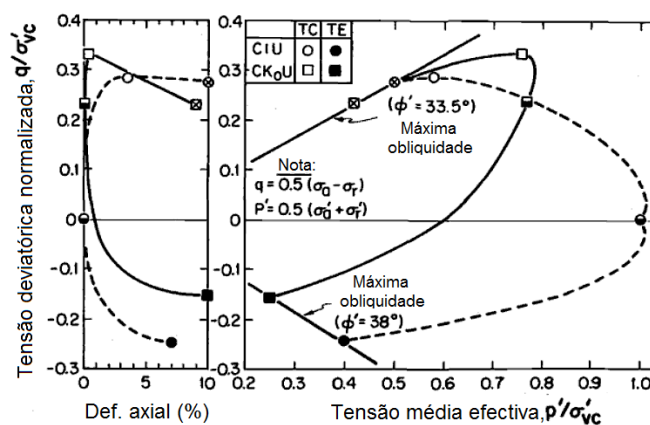


Figura 33.86 – Compressão e extensão triaxial realizadas em amostras NC da Argila Azul de Boston reconsolidadas (Germaine et al., 1988).

3.5.6.2 Estado crítico

Em 1958, Roscoe, Schofield e Wroth, tendo por base o conceito de índice de vazios crítico proposto por Casagrande em 1936 para as areias, desenvolveram um modelo de deformação isotrópica com endurecimento, posteriormente modificado por Burland e Roscoe, e ainda por Atkinson e Bransby. O modelo é conhecido como Modelo do Estado Crítico (MEC). O aspecto inovador do MEC é a possibilidade de relacionar a resistência ao corte com a deformação. O MEC permite estabelecer a relação da tensão efectiva com o correspondente índice de vazios ou volume específico durante o corte de uma argila sob condições drenadas ou não drenadas.

O MEC faz parte de um conceito mais abrangente, estabelecido pelo conjunto de autores referidos, denominado por Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (MSEC) – Critical State Soil Mechanics (CSSM), na literatura inglesa - alicerçada principalmente em ensaios realizados com amostras de argilas reconstituídas consolidadas isotropicamente. O MEC foi inicialmente concebido para caracterizar o comportamento de argilas reconstituídas em ensaios triaxiais em compressão mas, apesar deste facto, a sua aplicação tem sido alargada a solos argilosos no estado natural. O modelo é representativo da resposta de solos saturados, os quais são considerados materiais isotrópicos e cuja comportamento reológico é elastoplástico. Com o auxílio das Figuras 3.87 a 3.90 os princípios basilares para o estabelecimento do modelo são descritos a seguir.

Um solo argiloso reconstituído com um teor de água próximo do seu limite de liquidez, ao ser sujeito a uma compressão isotrópica (Fig. 3.87a), diminui o seu índice de vazios ao longo da linha de compressão normal (LCN), linha recta no plano e - $\log p'$ (ou v - $\ln p'$). O segmento recto AR corresponde à expansão isotrópica e, a recompressão a partir de R segue primeiramente o segmento RA com comportamento elástico, seguindo posteriormente pela LCN ao longo de AB na qual se vão incrementando as deformações plásticas. As linhas de compressão normal e de recompressão são caracterizadas pelos seus gradientes $\lambda = \Delta e / \Delta \ln p'$ (ou $C_c = \Delta e / \Delta \log p'$) e $\kappa = \Delta e / \Delta \ln p'$, respectivamente. Para um solo num estado de compressão correspondente ao ponto R, o ponto A representa o ponto de cedência ou, como também se denomina, um estado limite.

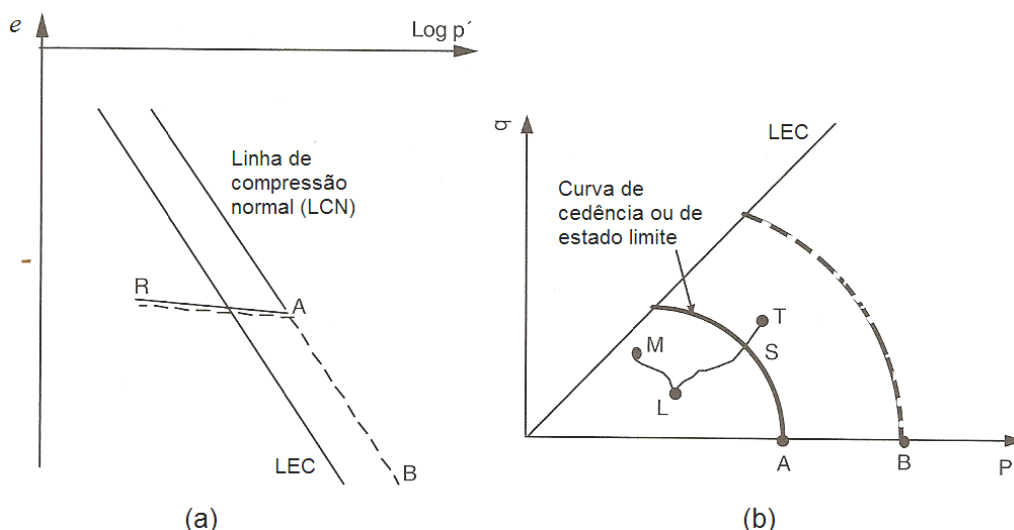


Figura 3.87 – Linha de compressão normal e curva de cedência ou de estado limite (Leroueil et al., 2003)

No espaço p' - q , o comportamento de um solo inicialmente submetido a compressão isotrópica nas condições correspondentes ao ponto A, sob tensão efectiva isotrópica p'_A , gera um domínio de tensões no qual o solo caracteriza-se por um comportamento elástico. Tal domínio é limitado pela denominada curva de cedência ou curva de estado limite, que passa pelo ponto A (Fig. 3.87b). Para uma trajectória de tensões como LM, no interior da curva de estado limite, o comportamento é elástico enquanto, para um caminho de tensões como LT, o comportamento é elástico desde L até S e desenvolver-se-ão deformações plásticas desde S até T. Para um solo inicialmente submetido a uma compressão isotrópica correspondente ao ponto B (Fig. 3.87a), a curva de estado limite gerada no espaço p' - q corresponde a uma curva a traço interrompido que passa pelo ponto B (Fig. 3.87b). A nova curva de estado limite está associada a uma deformação volumétrica plástica acumulada e , considerando a trajectória percorrida, tem a mesma forma que a curva anterior (endurecimento isotrópico).

No espaço tridimensional $[e; p', q]$, a LCN e as linhas de estado limite geram a denominada superfície de estado limite (SEL) ou superfície de estado de fronteira, conforme a Figura 3.88. Esta superfície é também frequentemente denominada como Superfície de Roscoe. Quando as condições de tensão da SEL são normalizadas relativamente à tensão efectiva média correspondente na LCN e relativa a um mesmo índice de vazios, p'_e , elas sobrepõem-se numa única curva no espaço então normalizado p'/p'_e - q/p'_e , conforme a Figura 3.89.

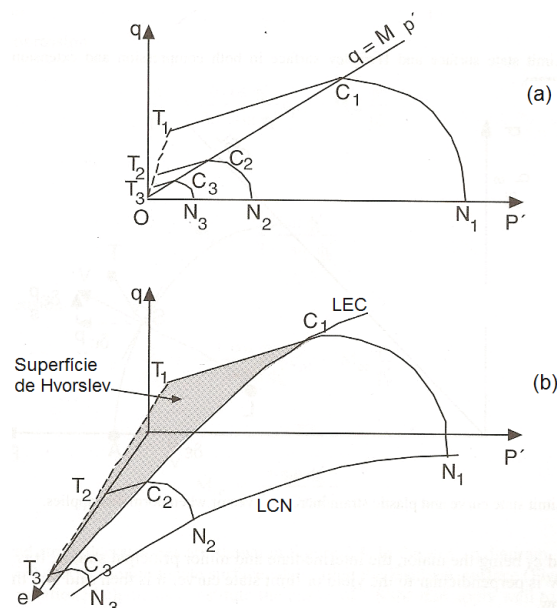


Figura 3.87 – Superfície de estado limite ou de fronteira (Leroueil et al., 2003)

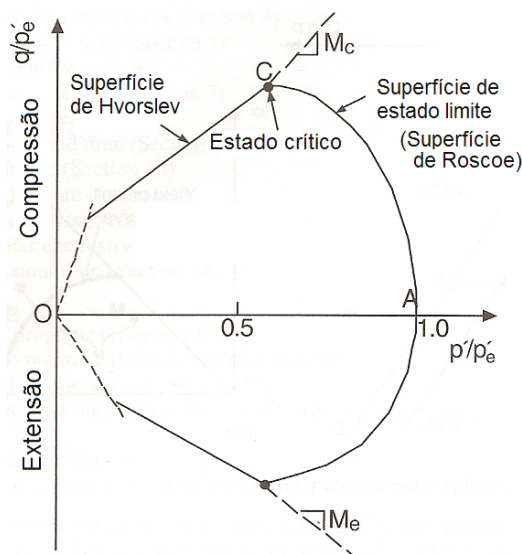


Figura 3.88 – Superfície de estado limite e superfície de Hvorslev em ensaios de compressão e em extensão, representadas no espaço normalizado p'/p'_e - q/p'_e (Leroueil et al., 2003).

Quando a cedência ocorre num estado de tensão representado pelo ponto S da Figura 3.90, está relacionada com o desenvolvimento de deformações plásticas. O incremento de deformação plástica pode ser representado pelas componentes $\delta\epsilon_v^p$ e $\delta\epsilon_s^p$ do vector do incremento da deformação plástica SV. O parâmetro ϵ_v (também denotado ϵ_{vol}) corresponde à deformação volumétrica ($\Delta V/V_0 = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$) e ϵ_s corresponde a deformação distorcional que, em condições de axissimetria, vale $2(\epsilon_1 - \epsilon_3)/3$, sendo ϵ_1 , ϵ_2 e ϵ_3 , as deformações principais maior, intermédia e menor, respectivamente. Geralmente é assumido que o vector SV é perpendicular a curva de estado limite; nestas condições considera-se que existe normalidade.

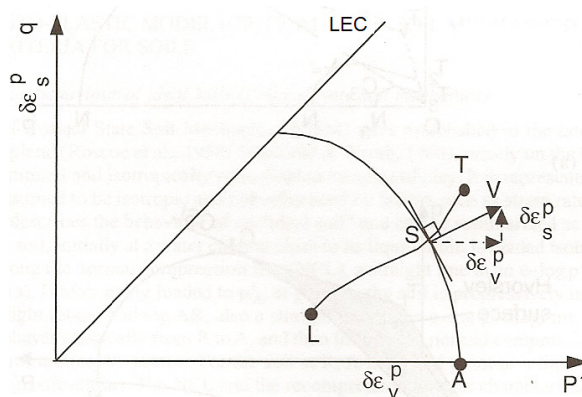


Figura 3.89 – Curva de estado limite e vector de incremento da deformação plástica em condições de normalidade (Leroueil et al., 2003).

No domínio das grandes deformações, os solos tendem para um estado limite (último), para o qual não ocorrem variações do índice de vazios e das tensões efectivas. Este estado é denominado por estado crítico. O estado crítico pode ser determinado a partir de ensaios de corte drenados e não drenados realizados em amostras normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas; sendo, neste caso e para as grandes deformações, atingido ao mesmo tempo que as máximas tensões deviatória ou de corte. Para os solos fortemente sobreconsolidados, e em ensaios de corte drenados, o estado crítico é também alcançado no domínio das grandes deformações mas não sem antes se registar um pico de resistência seguido de um amolecimento progressivo.

No espaço $[e; p', q]$, as condições do estado crítico localizam-se sobre a curva do estado crítico que projectada no plano p' - q corresponde a uma linha recta denominada por linha do estado crítico (LEC), definida como:

$$q_{cs} = Mp'_{cs} \quad [3.63]$$

em que $M = M_c = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ no corte por compressão triaxial e $M = M_e = 6 \sin \phi' / (3 + \sin \phi')$ no corte por extensão triaxial. A equação [3.63] corresponde igualmente ao critério de Mohr-Coulomb definido para os materiais normalmente consolidados e ϕ' é o correspondente ângulo de resistência ao corte, ϕ'_{nc} , ou o ângulo de resistência ao corte no estado crítico, ϕ'_{cs} ².

A projecção da curva do estado crítico no plano e - $\log p'$ corresponde a uma linha paralela à LCN (Fig 3.88a) e, consequentemente, a LEC é representada por um único ponto, C, no plano normalizado p'/p'_e - q/p'_e , conforme a Figura 3.89.

Hvorslev (1937), com base em ensaios de corte directo realizado em amostras de argila normalmente consolidadas e sobreconsolidadas, concluiu que a tensão de corte de pico τ_f , sob determinada tensão efectiva normal de compressão, σ' , pode ser descrita na forma:

$$\tau_f = c'_e + \sigma' \tan \phi'_e \quad [3.64]$$

em que ϕ'_e é denominado ângulo de resistência ao corte de Hvorslev e c'_e é a coesão de

² 'cs' tem o significado, na literatura inglesa, de 'critical state'.

Hvorslev, a qual aumenta com o diminuição do índice de vazios. Schofield e Wroth (1968) e Wood (1990) mostraram que:

$$c'_e = c'_{pe} p'_e \quad [3.65]$$

sendo c'_{pe} denominado como parâmetro de coesão de Hvorslev. Deste modo, as envolventes de resistência, no plano normalizado p'/p'_e - q/p'_e , podem ser descritas da seguinte forma:

- Em compressão triaxial:

$$\frac{q}{p'_e} = \frac{6 \cos \phi'_e}{3 - \sin \phi'_e} c'_{pe} + M_{ce} \frac{p'}{p'_e} \quad [3.66]$$

$$\text{com } M_{ce} = (6 \sin \phi'_e)/(3 - \sin \phi'_e)$$

- Em extensão triaxial:

$$\frac{q}{p'_e} = -\frac{6 \cos \phi'_e}{3 + \sin \phi'_e} c'_{pe} - M_{ee} \frac{p'}{p'_e} \quad [3.67]$$

$$\text{com } M_{ee} = (6 \sin \phi'_e)/(3 + \sin \phi'_e)$$

As referidas envolventes de rotura normalizadas, mostradas na Figura 3.89, geram no espaço e - p' - q , a parte superior e a inferior da superfície de estado limite, também denominada por Superfície de Hvorslev, conforme a Figura 3.88b. Um exemplo de aplicação é mostrado na Figura 3.91 relativa a um ensaio de corte em compressão triaxial. Após compressão inicial, o provete encontra-se normalmente consolidado para as condições do M e, de seguida, é submetido a alívios de tensão para diferentes valores de OCR, antes do corte. Verifica-se que o solo, inicialmente na gama sobreconsolidada, comporta-se elasticamente até atingir a curva de estado limite (nos pontos A_1 , B_1 , C_1 e D_1), deslocando-se, a seguir, progressivamente para o estado crítico seguindo as trajectórias de tensões efectivas AA_1A_2 e BB_1B_2 , nos ensaios drenados ou AC_1C_2 e BD_1D_2 nos ensaios não drenados.

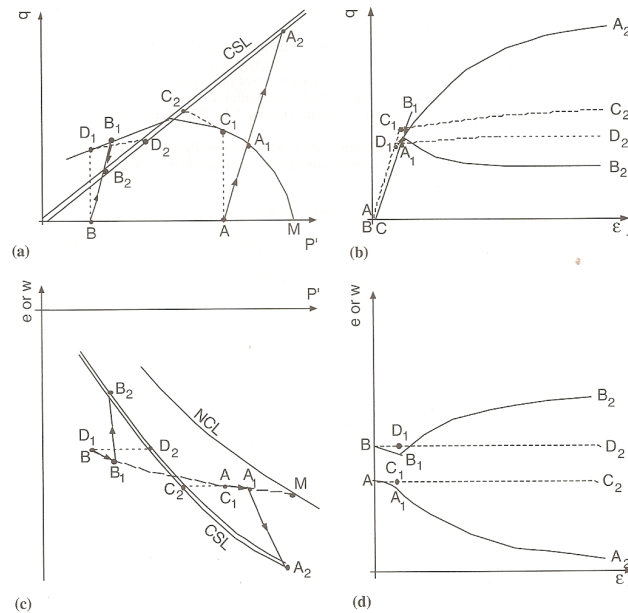
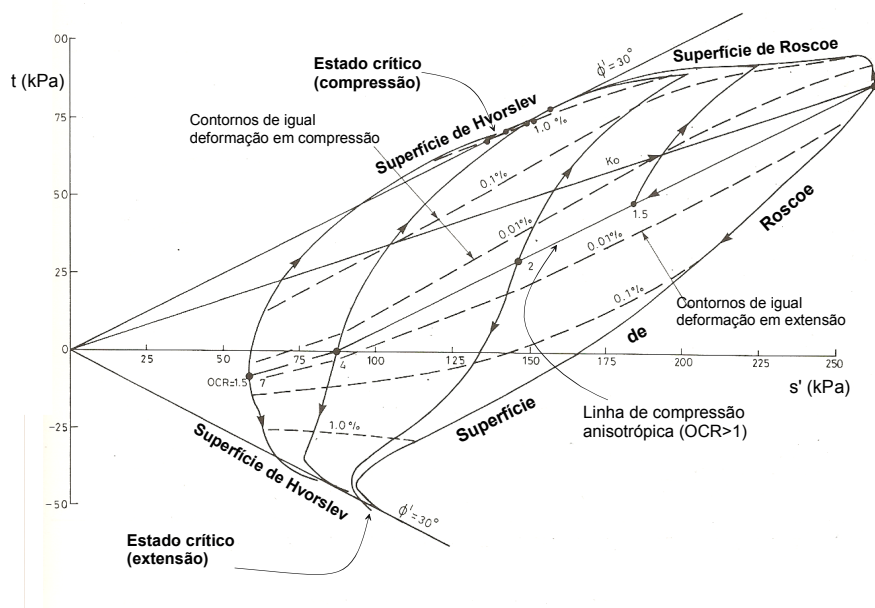


Figura 3.91 – Ensaaios triaxiais drenados e não drenados. Comportamento de acordo com MSEC segundo Leroueil et al. (2003).

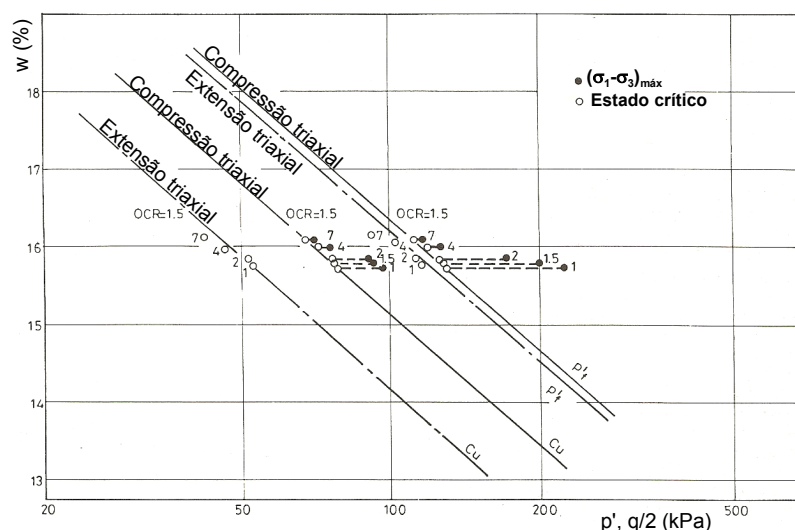
É possível ainda notar que, em particular nos ensaios drenados realizados em amostras ligeiramente sobreconsolidadas (trajectória AA_1A_2), estas exibem um comportamento dúctil enquanto nos ensaios drenados realizados em amostras fortemente sobreconsolidadas (trajectória BB_1B_2), estas exibem um comportamento caracterizado pela deformação com amolecimento.

Vários autores têm demonstrado a variação da forma da SEL devido aos efeitos de factores como o modo de consolidação, o tipo de solicitação conducente à rotura, a taxa de deformação aplicada, a anisotropia e, no caso de solos de origem sedimentar, a afectação dos efeitos dos processos pós deposicionais.

No que ao tipo de solicitação de corte diz respeito, Hight et al. (1987), dão conta que o tipo de comportamento observado na compressão triaxial é em grande medida aplicável a outros tipos de solicitação, nomeadamente no modo como os caminhos das tensões efectivas de amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas de um mesmo solos e de igual teor de água descrevem uma superfície de estado limite quando submetidas ao mesmo modo de solicitação. No exemplo da Figura 3.92 mostra-se a variação da forma da projecção da SEL no plano p' - q obtida a partir do corte em compressão e em extensão triaxiais, bem como as diferentes projecções da LEC no plano $\ln p'$ - w correspondentes a cada uma das solicitações referidas.



(a) Caminhos das tensões efectivas e contornos de igual deformação



(b) Linha do estado crítico e relação resistência-teor de água

Figura 3.92 – Aplicação dos conceitos da teoria do estado crítico a ensaios não drenados em compressão e extensão triaxial à solos argilosos com OCR variável (Hight et al., 1987)

Na Figura 3.93 é possível observar os efeitos da velocidade de carregamento na definição da SEL em termos da sua forma e dimensão. Relativamente à figura, Hight et al. (1987) referem que os efeitos da taxa de deformação até ao estado de pico parecem relacionar-se com uma certa tendência, que se verifica no decorrer de ensaios rápidos, para a diminuição do desenvolvimento de poro-pressões positivas. Os mesmos autores referem que, de uma forma mais genérica, e para solos ligeiramente sobreconsolidados

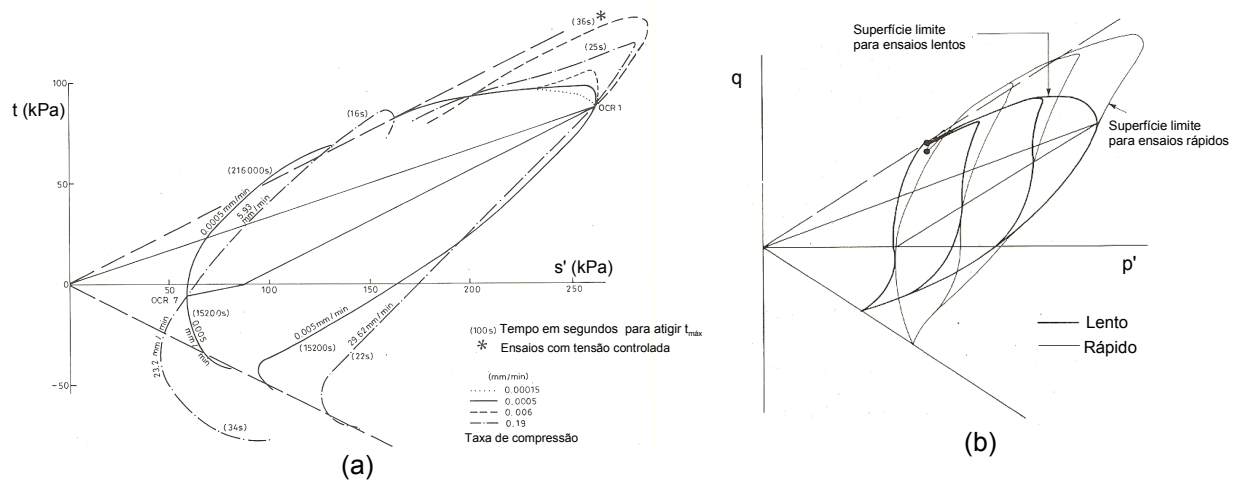


Figura 3.93 – Efeito da velocidade de carregamento na forma da superfície de estado limite; (a) Efeito sobre o caminho das tensões; (b) Resumo do comportamento de ensaios rápidos e lentos (Hight et al., 1987).

Leroueil e Hight (2003) constatarem que, após consolidações localizadas no ramo normalmente consolidado, os caminhos das tensões efectivas relativos a ensaios de corte não drenados esgotam-se na SEL. Como tal, estas trajectórias estão muito próximas de curvas de estado limite específicas geradas pelas condições de tensão aplicadas durante a fase de consolidação e, deste modo, é possível ter-se uma percepção da forma da curva de estado limite através da realização de ensaios deste tipo. Ladd e Varallyay (1965), segundo Leroueil e Hight (2003), realizaram ensaios em amostras da Argila azul de Boston consolidadas na gama normalmente consolidada, para razões entre a tensão efectiva radial σ'_r e a tensão efectiva axial σ'_a correspondentes a coeficientes de impulso para o estado normalmente consolidado, K_{0nc} , iguais a 0,54 e 1,00 e correspondentes a relação $1/K_{0nc} = 1,85$. Os referidos autores concluíram, por interpretação dos caminhos das tensões ilustrados na Figura 3.94, que (a) a forma da SEL é fortemente influenciada pela razão de tensões aplicada na gama normalmente consolidada; (b) no domínio das grandes deformações, as trajectórias das tensões para a mesma envolvente de resistência, (c) para iguais condições de consolidação, nas grandes deformações, as condições de tensão correspondem a um valor de p' aproximadamente em compressão e em extensão, o que indicia que o conceito de estado crítico não é afectado pelo estado inicial de anisotropia; (d) dado que o parâmetro M não é o mesmo em compressão e extensão, a tensão deviatórica obtida nas grandes deformações em extensão é menor que a obtida em compressão.

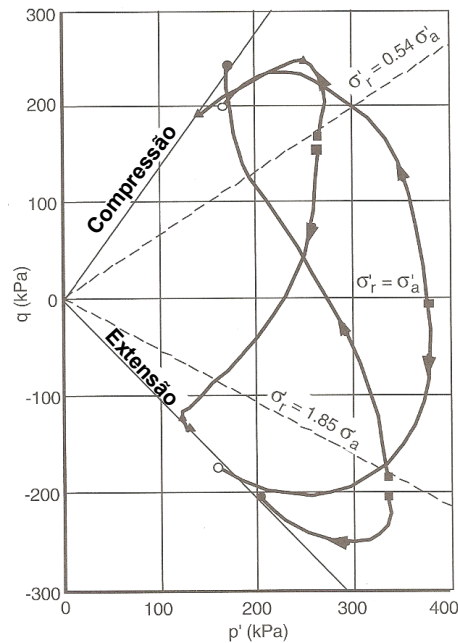


Figura 3.94 – Caminho das tensões em ensaios triaxiais em compressão e em extensão sobre amostras consolidadas na gama normalmente consolidada sob razões de tensões efectivas σ'_r/σ'_a iguais a 0,54, 1,0 e 1,85 segundo Ladd e Varallyay (1965). Leroueil e Hight (2003).

Leroueil e Hight (2003) referem que a determinação da curva de estado limite de solos argilosos naturais microestruturados, isto é, com ligações ‘cimentícias’ nos contactos interparticulares deve ser feita a partir da realização de ensaios de corte cujos estados iniciais (consolidação) dos provetes se situem no interior da curva de estado limite (essencialmente no domínio elástico) e cujas trajectórias das tensões caminhem na direcção da curva de estado limite e provavelmente para o exterior desta, onde as grandes deformações plásticas começam a desenvolver-se. Uma possibilidade, segundo os autores referidos, é consolidar para um estado de tensões próximo do estado de tensões efectivas ‘in situ’ e seguir trajectórias de tensões radiais; outra possibilidade é combinar ensaios triaxiais drenados e não drenados, consolidados isotropicamente ou anisotropicamente (CID, CAD, CIU ou CAU) e ensaios de corte em compressão triaxial em provetes consolidados anisotropicamente nas condições de $K = \sigma'_r / \sigma'_a = \text{constante}$. Um exemplo é mostrado na Figura 3.95 relativo a ensaios CIUC e CAUC realizados numa amostra da Argila de Saint-Alban, recolhida a 3m de profundidade. A Figura 3.95a mostra a variação da tensão deviatórica e da poro-pressão em função da deformação para três ensaios CIUC realizados em amostras sobreconsolidadas. Verifica-se que no início do ensaio a argila exhibe uma grande resistência à compressão até ser atingido o pico abaixo de 1% de deformação; para lá do pico desenvolvem-se grandes deformações

com amolecimento associado. O estado de tensão associado à passagem pelo pico pode globalmente ser considerado como um ponto de cedência. As trajetórias das tensões relativas aos três ensaios são mostradas na Figura 3.95c. As deformações volumétricas observadas durante os ensaios com K constante estão representadas na Figura 3.95b em função de $(\sigma'_a - \sigma'_r)/2$. A passagem do estado sobreconsolidado para o estado normalmente consolidado, que corresponde globalmente ao ponto de cedência, encontra-se bem definida. Ainda na Figura 3.95c são mostrados em conjunto os diferentes estados correspondentes à cedência, de forma que é possível definir completamente a curva de estado limite.

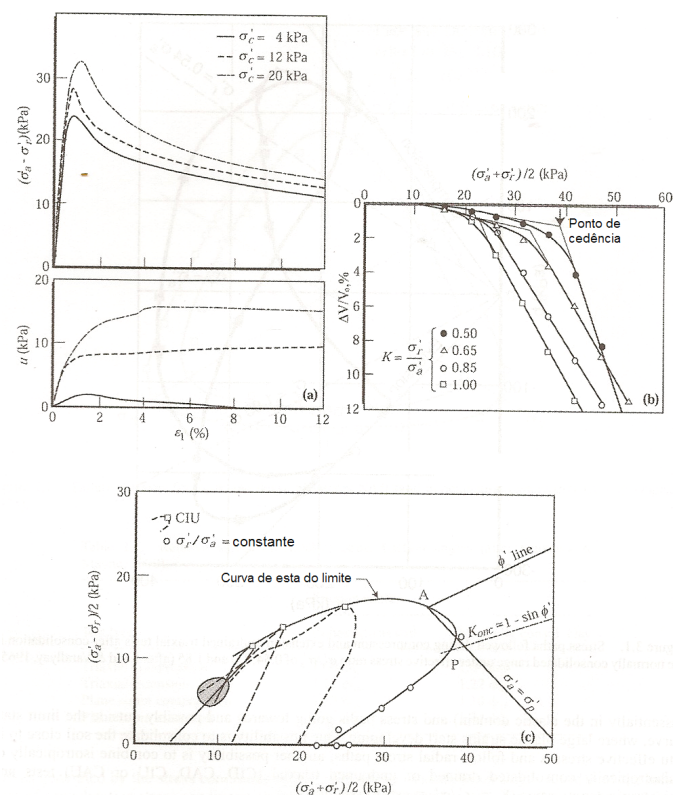


Figura 3.95 – Ensaaios triaxiais sobre amostra da Argila de Saint-Alban colhida a 3m de profundidade segundo Tavenas e Leroueil (1977); (a) Ensaaios CIUC; (b) Consolidação anisotrópica; (c) Curva de estado limite. Leroueil e Hight (2003)

Leroueil e Hight (2003), referindo-se à forma da curva de estado limite dos solos argilosos naturais, comentam que esta é normalmente centrada sobre a linha K_{onc} no plano $(\sigma'_a - \sigma'_r)/2$ versus $(\sigma'_a + \sigma'_r)/2$, o que, segundo os autores, é certamente atribuível à anisotropia das tensões existentes durante a formação dos depósitos. Referem ainda que, de um modo geral, qualquer que seja o grau de microestruturação, a trajetória das tensões durante o corte triaxial não drenado (CIU ou CAU) dos solos ligeiramente

sobreconsolidados é caracterizada por um valor de p' aproximadamente constante e, nestas condições, o parâmetro A de Skempton, $A = \Delta u / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$, é igual a 0,33. Para valores maiores de OCR, a trajectória das tensões tende a deslocar-se na direcção das tensões efectivas mais baixas (diminuição do parâmetro A). Tais tendências tornam-se mais evidentes à medida que aumenta o nível de tensões e à medida que se dá a aproximação à rotura.

As curvas de estado limite correspondentes a diferentes profundidades de um mesmo maciço apresentam uma forma semelhante (Fig. 3.96) e podem ser normalizadas relativamente à tensão de préconsolidação. De facto, todos os comportamentos no interior da curva de estado limite podem ser normalizados relativamente a σ'_p , pelo menos para os solos argilosos com igual história geológica e microestrutura semelhante. Deste modo, amostras colhidas a diferentes profundidades e consolidadas para tensões de consolidação, σ'_c , tais que σ'_c / σ'_p tem o mesmo valor, ao serem submetidas ao corte apresentam as mesmas relações $(\sigma'_a - \sigma'_r) / \sigma'_p = f(e)$ e $u / \sigma'_p = g(e)$, conforme a Figura 3.97. Este tipo de normalização é o considerado no estabelecimento do conceito NSP (*Normalized Soil Parameter*).

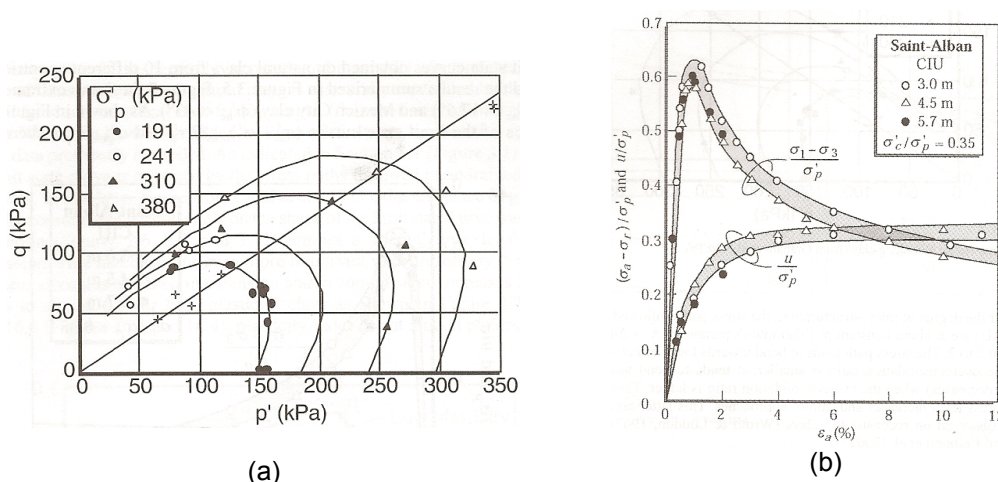


Figura 3.96 – Curvas de estado limite para diversas profundidades de um mesmo depósito e normalização do comportamento relativamente a σ'_p ; (a) Curvas de estado limite da argila de Winnipeng segundo Graham et al. (1983); (b) Normalização do comportamento tensão deformação e poropressão-deformação de argilas intactas do Mar de Champlain segundo Leroueil et al. (1985). Leroueil e Hight (2003)

Mediante a compilação de curvas de estado limite, obtidas em ensaios realizados em solos argilosos naturais de 10 países diferentes, Diaz-Rodriguez et al. (1992), de acordo com Leroueil e Hight (2003), apresentam um conjunto de resultados sumarizados na Figura 3.97, em que se é possível identificar os casos extremos (Fig. 3.97a) relativos as

Argilas de Winnipeg ($\phi'_{nc} = 17^\circ$) e do México ($\phi'_{nc} = 43^\circ$). A Figura 3.97b, mostra que as características geométricas das curvas de estado limite, $(\sigma'_a - \sigma'_r)/2\sigma'_p$ e σ'_{piso}/σ'_p (sendo σ'_{piso} e tensão de cedência do eixo isotrópico), crescem e decrescem, respectivamente, com o crescimento de ϕ'_{nc} . Este comportamento indica que a forma da curva de estado limite dos solos argilosos naturais é essencialmente controlada pelo ângulo de resistência ao corte do solo normalmente consolidado ou ângulo de resistência ao corte no estado crítico. Leroueil e Hight (2003) incluíram na figura as argilas de Bothkennar, de Sarapu e de Fucino, para as quais se verifica um comportamento globalmente concordante com os dados previamente compilados. Na Figura 3.98, além do efeito das trajetórias das tensões, em compressão e extensão, seguidas em ensaios triaxiais não drenados, são mostrados os efeitos da plasticidade e, indirectamente, do ângulo de resistência ao corte no estado normalmente consolidado, na forma da curva de estado limite.

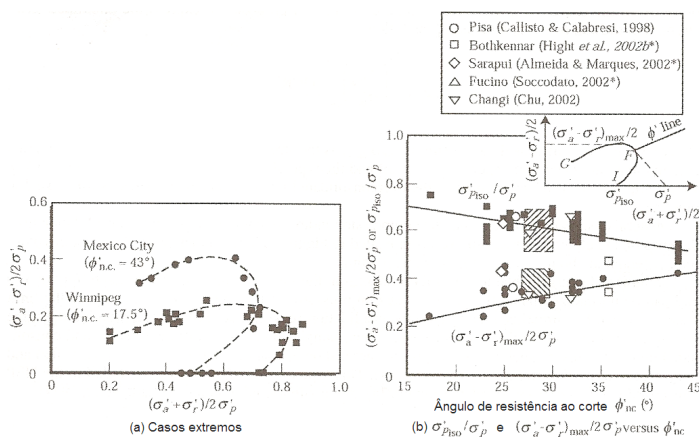


Figura 3.97 – Curvas de estado limite de solos argilosos moles segundo Diaz-Rodrigues et al. (1992) e Leroueil e Hight (2003)

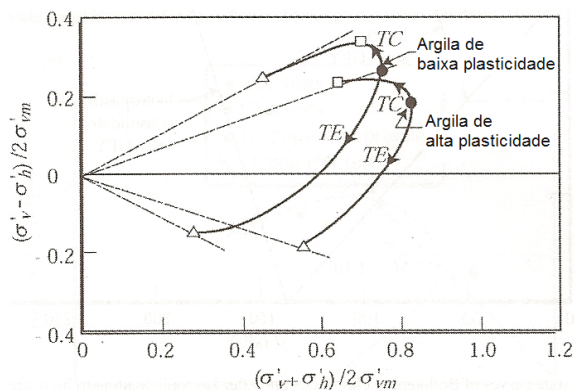


Figura 3.98 – Trajectórias das tensões efectivas em ensaios de compressão e extensão triaxial realizados em amostras de argila NC segundo Ladd et al. (1977). Leroueil e Hight (2003)

Apesar de os estudos apresentados serem relativos ao comportamento de solos argilosos, deve ser referido que, de um modo geral, os solos moles, que são o objecto de estudo do presente trabalho, são constituídos por uma fracção mais ou menos significativa de material granular da dimensão silte e areia. Esta componente granular é, em muitos casos, a maior responsável pelo comportamento reológico destes solos. Em relação à capacidade da teoria do estado crítico descrever o comportamento dos geomateriais assim constituídos, Atkinson e Bransby (1978), segundo Coelho (2000), consideram que o comportamento de solos granulares finos se enquadra no padrão de comportamento estabelecido para os solos argilosos, defendendo mesmo que este se aplica à descrição de uma grande variedade de solos. Os referidos autores destacam, porém, algumas singularidades do comportamento de solos granulares observadas em ensaios triaxiais em compressão sobre amostras de areias, tal como observado na Figura 3.99. Na referida figura, além da semelhança de comportamentos entre argilas normalmente consolidadas e areias soltas, e argilas sobreconsolidadas e areias densas, os autores constataam que;

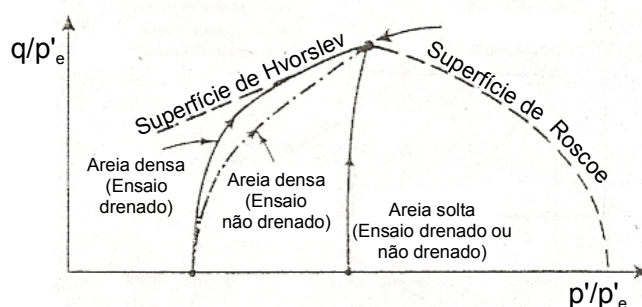


Figura 3.99 – Caminhos das tensões efectivas de amostras de areia em ensaios drenados e não drenados segundo Atkinson e Bransby (1978). Adaptado de Coelho (2000)

- Em amostras de areia densa submetidas a ensaios de compressão, no espaço de tensões normalizado, só o caminho de tensões do ensaio drenado atinge a superfície de Hvorslev, antes de se dirigir para a LEC, enquanto o caminho de tensões do ensaio não drenado não ultrapassa a linha correspondente ao valor de σ'_1/σ'_3 relativo ao estado crítico, deslocando-se sobre esta até à LEC;
- Para o nível de deformações comumente utilizado em laboratório, mesmo uma amostra solta apresenta um índice de vazios inferior ao correspondente ao estado normalmente consolidado, pelo que o seu caminho de tensões se afasta de forma mais ou menos pronunciada da superfície de estado limite.

Numa perspectiva mais abrangente, isto é, considerando o comportamento observado em solos naturais e em rochas brandas submetidos a distintas condições de ensaio, Leroueil e Vaughan (1970), segundo Leroueil e Hight (2003), consideram que os conceitos de estado limite e estado crítico podem ser de grande utilidade na previsão do seu comportamento. Na Figura 3.100 são mostrados os resultados obtidos numa argila de origem marinha num arenito oolítico. Os ensaios denotados por '1' correspondem a tensões de confinamento baixas e, revelam um pico bem definido onde a curva de estado limite coincide com rotura por corte; no domínio das grandes deformações, existe um amolecimento associado e o caminho das tensões faz-se na direcção do estado crítico. Os ensaios denotados por '3', correspondentes a tensões de confinamento elevadas, exibem um comportamento rígido até ser atingida a curva de estado limite, seguido de um aumento progressivo da tensão deviatória na direcção da LEC. Nos ensaios denotados por '2', a trajetória das tensões atinge a curva de estado limite a LEC de modo 'convencional' e a tensão deviatória permanece constante após a cedência. Importa realçar que estes dois solos de origens completamente diferentes, e com diferença nas resistências de cerca de duas ordens de grandeza, apresentam um comportamento qualitativamente igual.

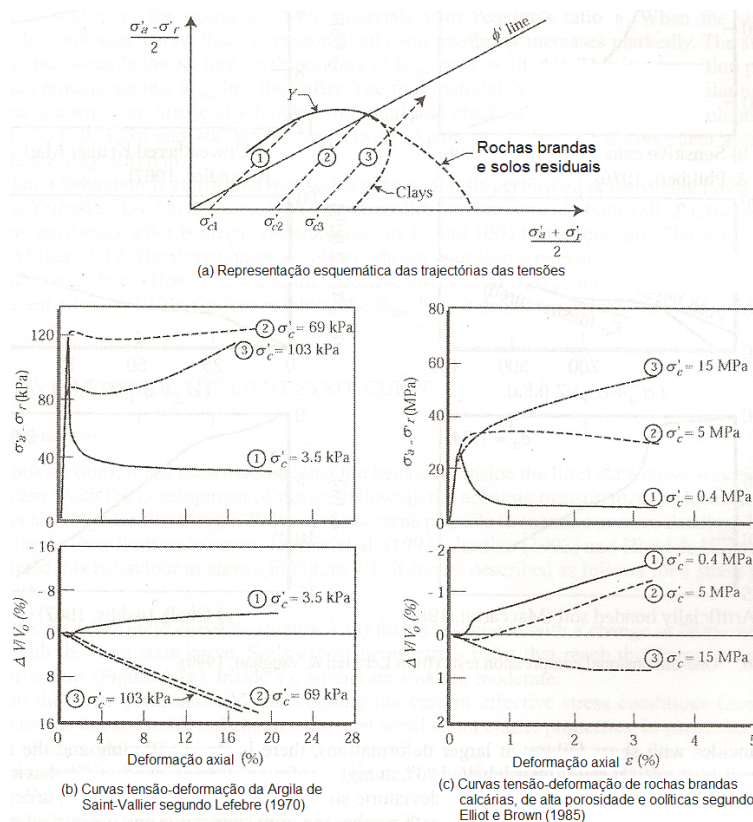


Figura 3.100 – Ensaio CIDC segundo Leroueil e Vaughan (1970). Leroueil e Hight (2003).

3.5.6.3 Critérios de rotura

Nos ensaios de resistência ao corte a selecção do instante da rotura do provete, diga-se correspondente ao colapso da sua estrutura, é normalmente dependente do critério de rotura entretanto considerado. Na situação ideal um critério de rotura deve permitir a determinação do instante de rotura a partir dos dados do ensaio sem ambiguidades, tendo em consideração que a resistência determinada a partir do referido critério possa ser mobilizada no campo dentro de limites toleráveis de deformação.

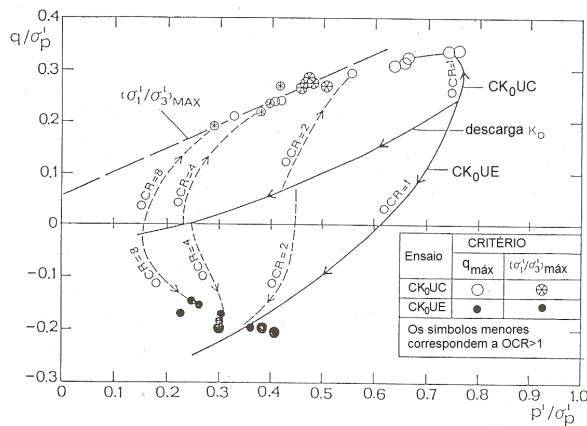
No caso dos ensaios triaxiais, os diferentes critérios mais frequentemente considerados correspondem alternativamente ao atingir dos valores máximos (1) da tensão deviatórica, $q_{\text{máx}}$, (2) da razão entre as tensões efectivas principais máxima e mínima, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$ e (3) da pressão da água nos poros frequentemente denominada pressão neutra, $u_{\text{máx}}$; são também considerados os critérios de rotura correspondentes a (4) um determinado valor limite da extensão axial, ε_a ; (5) a situação em que, nos ensaios não drenados, o parâmetro de Skempton A ou a variação da pressão neutra são iguais a zero, $A=0$ ou $\Delta u=0$ e (6) o instante em que o caminho das tensões efectivas atinge a linha K_f .

Na Figura 3.101a é possível observar, no plano normalizado $p'/p'_e - q/p'_e$, a aplicação de dois dos critérios referidos, nomeadamente $q_{\text{máx}}$ e $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$ a solos NC e OC. Analogamente, na Figura 3.101b pode ser observado a aplicação de diferentes critérios mas apenas para solos NC. Nestes exemplos, verifica-se que, na rotura, existem diferenças entre os valores de q , p' , ε_a e u em função do critério de rotura adoptado.

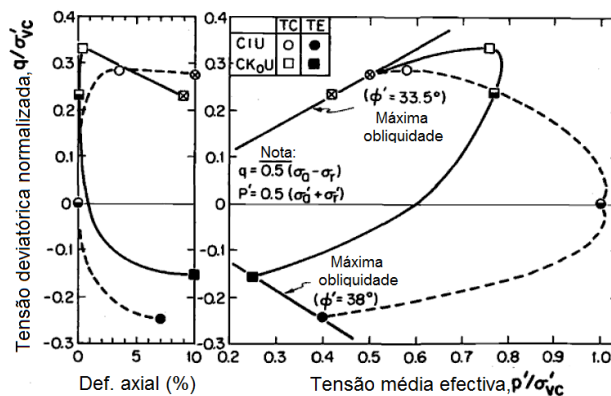
A escolha de um critério de rotura adequado a cada problema geotécnico a resolver depende do tipo de ensaio triaxial, dos parâmetros resistentes a determinar (em tensões ou efectivas) e da relação tensão-deformação-variação de volume do provete. No Quadro 3.24 é indicada aplicabilidade dos diferentes critérios aos diferentes tipos de ensaios triaxiais. Os mesmos critérios são ilustrados na Figura 3.101c de forma esquemática. Adicionalmente a escolha deve ter também em conta as vantagens e limitações associadas a cada um dos critérios de rotura.

Ao critério da máxima tensão deviatórica são atribuídas algumas limitações tanto ao nível da sua aplicação como ao nível da sua abordagem teórica. Ao ensaiar amostras sobreconsolidadas são necessárias serem atingidas grandes deformações, o que, por um lado nem sempre é possível de ser conseguido por limitações do equipamento e, por outro lado, interpretações para um tão elevado nível de deformações são frequentemente afectadas por erros associados por exemplo a própria excessiva concentração de deformações no provete ou ainda resistência da membrana. Uma forma frequentemente

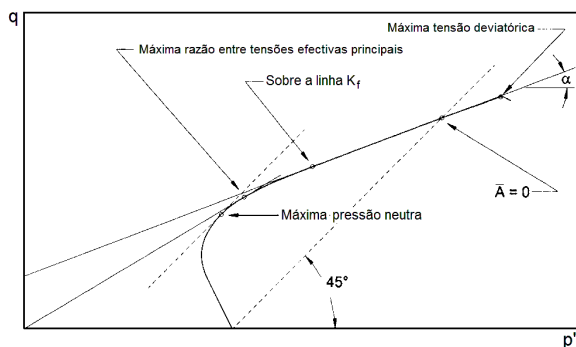
utilizada para mitigar este problema é, nos ensaios de compressão sobre amostras sobreconsolidadas, definir a rotura para o valor da tensão deviatória registada no final no ensaio, isto é, correspondente à máxima extensão axial, $\varepsilon_a^{m\acute{a}x}$, o que não resolve satisfatoriamente o problema, pois existirá sempre a possibilidade de o valor de q aumentar com o prolongamento do ensaio.



(a) Argila de origem marinha (Koutsoftas e Ladd, 1985)



(b) Amostras NC da Argila Azul de Boston reconsolidadas (Germaine et al., 1988)



(c) Localização no plano p' - q dos pontos correspondentes aos diferentes critérios de rotura (Brandon et al., 2006)

Figura 3.101 – Aplicação de diferentes critérios de rotura

Quadro 3.24 – Critérios de rotura aplicáveis aos ensaios triaxiais (Brandon et al., 2006)

| Critério de rotura | Tipo de ensaio aplicável |
|---|--------------------------|
| Máxima tensão deviatória, $q_{máx}$ | UU, CU, CD |
| Máxima razão entre as tensões efectivas principais, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$ | CU, CD |
| Máxima pressão neutra, $u_{máx}$ | CU |
| $A=0$ ou $\Delta u=0$ | CU |
| Linha K_f | CU e CD |
| Valor limite da deformação axial | UU, CU, CD |

A limitação teórica prende-se com o facto, observável na Figura 3.100a, de os pontos correspondentes à rotura por este critério nem sempre pertencerem a uma única envolvente de rotura. Oliveira (1992), segundo Coelho (2000), desaconselha a utilização do critério de $q_{máx}$ em ensaios triaxiais realizados com tensão controlada, pelo facto de, pela sua natureza, estes tenderem a incrementar o valor de q até ao final do ensaio.

O critério da máxima razão entre as tensões efectivas principais máxima e mínima, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$ estabelece, utilizando a terminologia da teoria do estado crítico, que a rotura corresponde ao momento em que o caminho das tensões atinge a superfície de Hvorslev. Como principais vantagens do critério são apontados os factos de ser definido para níveis de deformação ao alcance da grande maioria dos equipamentos triaxiais e de resultar numa única envolvente de rotura linear para todos ensaios normalizadas. Contudo, e segundo Brandon et al. (2006), no espaço p' - q , a definição da envolvente de rotura pode ser afectada por alguma dispersão, pois o caminho das tensões faz-se muito próximo à envolvente de rotura e, deste modo, o valor exacto da tensão deviatória correspondente à maior tensão efectiva principal máxima pode torna-se aleatório. Coelho (2000) acrescenta que, o facto de este critério definir o momento em que as deformações crescem de forma mais acentuada, possibilita a utilização desta importante informação para o dimensionamento.

Como se observa na Figura 3.101c, o critério da máxima pressão neutra não é necessariamente conservativo, pois, como é notório, a máxima tensão neutra pode ser atingida sem que as tensões efectivas tenham ainda mobilizado o máximo da resistência efectiva. Segundo Brandon et al. (2006) este problema coloca-se com alguma frequência nos solos finos siltosos de baixa plasticidade.

Torrey (1982), segundo Brandon et al. (2006), refere que a utilização de $A=0$ ou $\Delta u=0$ como critério de rotura garante que não sejam consideradas resistências resultantes de

variações negativas das poropressões, o que pode acontecer nalguns solos finos siltosos de baixa plasticidade exibindo comportamento dilatante durante o corte.

3.5.6.4 Resistência não drenada

Tal como em qualquer ensaio geotécnico, o objectivo principal da realização de ensaios triaxiais é a parametrização para o dimensionamento. Deste modo, nos ensaios triaxiais são normalmente considerados os parâmetros resistentes em termos de tensões totais e de tensões efectivas, correspondentes, respectivamente, às respostas não drenadas e drenadas dos solos quando solicitados por tensões de corte.

No caso dos solos moles argilosos, com percentagens mais ou menos significativas das fracções granulométricas silte e areia, importa normalmente determinar a resistência não drenada, o ângulo de resistência ao corte e a coesão. Tendo sido já abordado o significado de cada um desses parâmetros e o modo como são afectados pelos diversos factores em jogo nos ensaios triaxiais, nesta secção a ênfase é colocada na ordem de grandeza que caracteriza o tipo de solos em estudo bem como a relação desses parâmetros com outras propriedades.

A apresentação do valor da resistência não drenada deve ser acompanhada de uma referência sobre as condições em que foi determinado, nomeadamente o tipo de consolidação e de solicitação de corte. A resistência não drenada é somente aplicável a solos saturados e, no espaço p' - q , corresponde ao valor de $[(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}/2]$ em compressão ou ao valor de $[-(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}/2]$ em extensão.

Para a maioria dos depósitos de solos argilosos normalmente consolidados, a resistência não drenada é proporcional à tensão efectiva de confinamento devida às camadas subjacentes. Tal deve-se ao facto de, em termos de tensões efectivas, a resistência ao corte ser um fenómeno essencialmente friccional e, logo, dependente da tensão de confinamento. Deste modo, se for conhecida a constante de proporcionalidade entre a resistência ao corte e tensão efectiva de confinamento, é possível estimar a primeira a partir da segunda, isto é, estimar a resistência em função da profundidade. O problema mereceu atenção desde muito cedo com objectivo de se estabelecer uma correlação entre c_u e σ'_v . Esta normalização da resistência não drenada relativamente à tensão efectiva de consolidação, c_u/σ'_{vc} , ou à tensão de préconsolidação, c_u/σ'_p , permite também comparar de forma mais adequada o comportamento de c_u quando obtido sob diferentes condições de solicitação. Com base neste princípio, são conhecidas várias propostas de correlação, destacando-se as que constam do Quadro 3.24.

Quadro 3.24 – Correlações entre a resistência não drenada e tensão de pré-consolidação. Adaptado de Coelho (2000).

| Expressão | Autor | Observações |
|-------------------------------------|----------------|----------------------------|
| $c_u^{mob} = 0,22 \times \sigma'_p$ | Mesri (1975) | Solos inorgânicos |
| $c_u^{mob} = 0,26 \times \sigma'_p$ | Mesri (1993) | Solos orgânicos |
| $c_u = 0,235 \times \sigma'_p$ | Larsson (1980) | Argilas inorgânicas |
| $c_u = 0,3 \times \sigma'_p$ | Larsson (1980) | Argilas orgânicas e siltes |

As expressões de Mesri (1975,1993) correspondem a um valor médio da resistência não drenada mobilizada de solos argilosos mobilizada ao longo de uma superfície de rotura no campo. Contudo, segundo Coelho (2000), as propostas de Mesri (1989, 1993) são recorrentemente apontadas por outros investigadores como bastante conservativas e, segundo o mesmo autor, Ladd et al. (1974) compilaram resultados de ensaios de corte directo simples realizados sobre solos com distintas características geotécnicas e verificaram que as correlações propostas no Quadro 3.24 não se aplicam e que, relativamente à razão de sobreconsolidação, comportamento da resistência não drenada normalizada mostra que:

- c_u/σ'_{v0} varia de forma acentuada com o OCR e de forma muito semelhante para uma grande variedade de solos;
- c_u/σ'_{v0} varia significativamente com o tipo de solo, sendo os valores mais elevados correspondentes às argilas orgânicas;

Com base nas observações referidas e em resultados dos estudos que conduziram ao estabelecimento do método SHANSEP de recompressão, Ladd et al. (1977) propõem que a resistência não drenada seja determinada a partir da relação:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = S \times OCR^m \quad [3.67]$$

em que S e m são parâmetros determinados através de uma representação bilogarítmica, conforme a Figura 3.102, correspondendo, respectivamente, à ordenada na origem e ao declive da recta que melhor descreve os dados experimentais. A referida figura corresponde aos resultados obtidos para dois solos argilosos, cada um deles submetido a diferentes tipos de solicitação de corte (CK_0UC , CK_0UE e DSS). Os ensaios triaxiais foram realizados de acordo com o método SHANSEP no caso da amostra

designada por AGS (plástica e insensível), e de acordo com o método recompressão no caso da Argila da Baía James (magra e de alta sensibilidade). Segundo Ladd et al. (2003), no caso da argila AGS, o incremento da resistência com o crescimento de OCR deve-se principalmente à passagem de um comportamento mais contráctil para um mais dilatante, o que acontece com o incremento de OCR em solos estruturados e as respectivas variações na poro-pressão induzidas pelo corte. Pelo contrário, a forma da superfície de estado limite é a principal responsável pelo aumento da resistência, no caso da argila da Baía James, fortemente estruturadas por cimentação. O valor de m para os solos mais coesivos é igual a $0,8 \pm 0,1$. Com o aumento de OCR, a deformação por corte necessária para atingir a resistência de pico, γ_f , ou permanece aproximadamente igual ou tende a aumentar.

É possível mostrar (Bardet, 1997) que, de acordo com a teoria do estado crítico, as resistências não drenadas de argilas sobreconsolidadas e normalmente consolidadas relacionam-se através da expressão:

$$\frac{c_u}{p'_0} = \left(\frac{c_u}{p'_0} \right)_{OCR=1} \times OCR^\Lambda \quad [3.68]$$

sendo $\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda$, está compreendido entre 0 e 1, sendo tipicamente igual a 0,8.

São reconhecidas as potencialidades da proposta de Ladd et al. (1977) pelo facto ter vindo a mostrar-se aplicável a diversos tipos de solos, orgânicos e inorgânicos, mais ou menos estruturados, e a diferentes tipos de ensaio, inclusivamente ensaios de molinete (FVT). Por outro, e segundo Jamiolkowski et al. (1985), a grande variabilidade de propriedades que habitualmente se verifica nos depósitos de argilas marinhas e de solos orgânicos impõe algumas limitações à aplicação da equação [3.68], referindo os autores que nesses casos existe maior eficácia se a expressão for aplicada aos valores médios da resistência não drenada observada.

Jamiolkowski et al. (1985) propuseram uma expressão do tipo da equação [3.67], dada por $c_u / \sigma'_{v0} = (0,23 \pm 0,44) \times OCR^{0,8}$, obtida a partir da equação [3.68], para $\Lambda = 0,8$, situação em que, segundo os autores, o ângulo de resistência ao corte residual (estado crítico) varia entre 17° e 24° e σ'_{v0} , tensão vertical efectiva 'in situ', é assumida como igual a p'_0 . Como se verifica pela Figura 102.3b, a expressão proposta pelos autores referidos sobrestima ligeiramente os valores medidos.

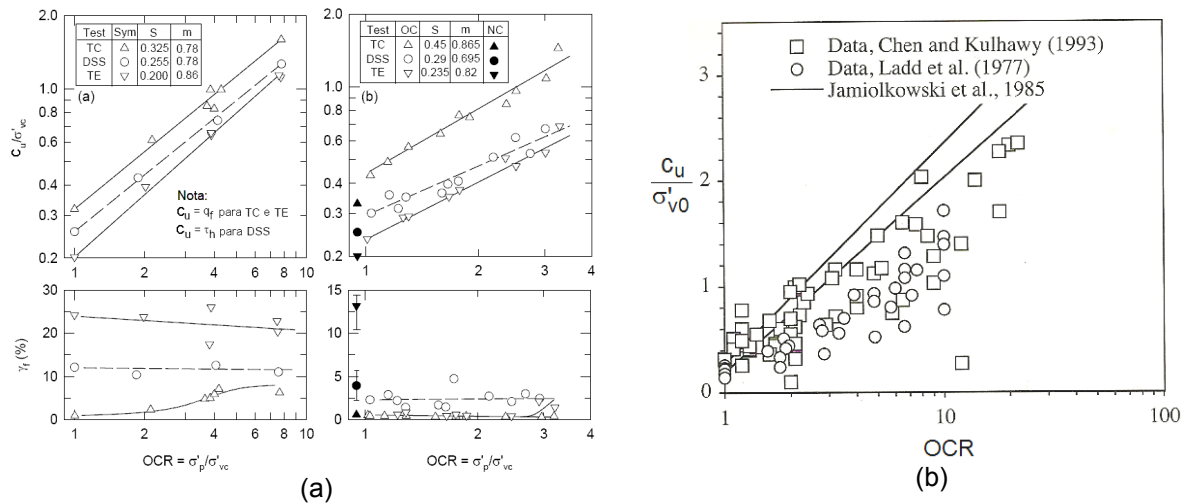


Figura 3.102 – Relações entre a resistência não drenada e o OCR: (a) Ensaios CIDC segundo Leroueil e Vaughan (1970), (*in* Ladd e DeGroot, 2003); (b) Comportamento para argilas sobreconsolidadas segundo vários autores (Bardet, 1997).

Existem também propostas de correlação da resistência não drenada com parâmetro associados à plasticidade dos solos. É, por exemplo o caso do índice de liquidez, tal como referido na secção em 3.2.6. Na Figura 3.103 verifica-se uma diminuição de c_u desde aproximadamente 100 kPa até 0,1 kPa, quando o valor de I_L aumenta de 0 a 2. O valor de c_u é extraordinariamente superior em cerca de 100 vezes para o estado correspondente ao limite de plasticidade ($I_L=0$) relativamente ao estado correspondente ao limite de liquidez ($I_L=1$). O valor de c_u é praticamente inferior a 1 kPa quando $I_L>1$. A teoria do estado crítico descreve a variação de c_u com o índice de liquidez segundo (Bardet, 1997):

$$c_u = c_{u[w_p]} \times 10^{-2I_L} \quad [3.69]$$

em que $c_{u[w_p]}$ é a resistência não drenada determinada num estado correspondente ao limite de plasticidade, admitida igual a 170 kPa. Como se verifica na mesma figura a equação anterior descreve de forma bastante aproximada o comportamento observado a partir dos valores medidos.

Skempton (1957) propôs a relação com o índice de plasticidade, válida para argilas normalmente consolidadas:

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,11 + 0,0037 I_p \quad [3.70]$$

Na Figura 3.103b, a expressão anterior é comparada com os resultados obtidos por alguns investigadores. Larsson (1980) e Tanaka (1995), segundo (Coelho 2000), referem que, para argilas orgânicas, c_u/σ'_p parece ser independente do índice de plasticidade, ao contrário do observado em argilas inorgânicas.

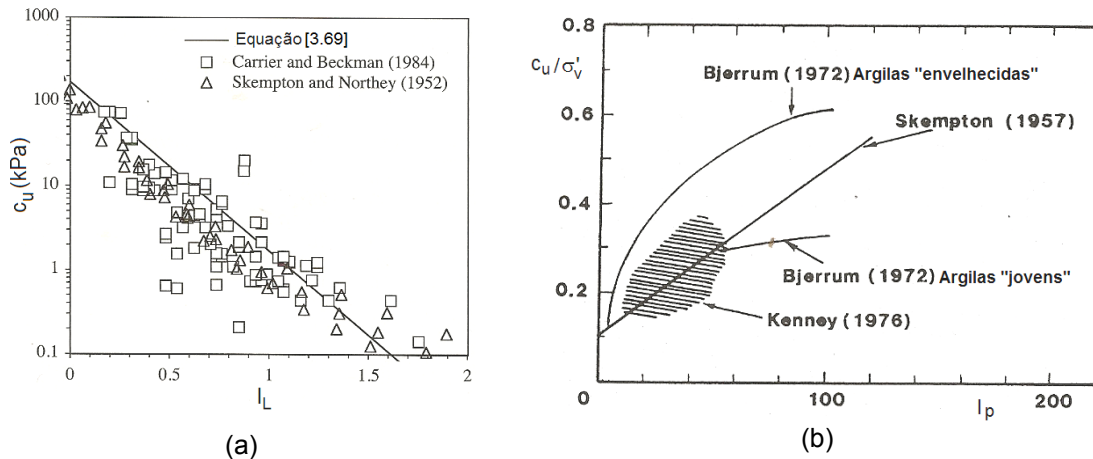


Figura 3.103 – Relação entre c_u com a consistência e com a plasticidade dos solos: (a) relação com o índice de liquidez segundo vários autores; (b) relação com o índice de plasticidade segundo vários autores (Holtz e Kovacs, 1981), (Bardet, 1997).

Como foi observado, as correlações consideram umas vezes a normalização da resistência não drenada relativamente a σ'_v (ou σ'_{v0}) e, outras vezes relativamente a σ'_p . Sobre esta questão, deve ser referido que a resistência não drenada depende de forma fundamental da tensão efectiva de consolidação que, por seu lado, nos depósitos naturais, corresponde ao valor médio entre a tensão vertical efectiva e as tensões horizontais. Tal explicará muito provavelmente o facto de, no caso dos solos sobreconsolidados, verificarem-se correlações mais consistentes para a normalização relativamente a σ'_p , enquanto nos solos normalmente consolidados são normalmente satisfatórias as relações para a normalização relativamente a tensão vertical efectiva, pois estes solos ocorrem frequentemente num estado para o qual $K_0 \approx 1$.

3.5.6.5 Resistência em tensões efectivas

Em termos de tensões efectivas, a resistência ao corte dos solos é definida pelos parâmetros c' e ϕ' , cuja relação, de acordo por exemplo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb corresponde a equação [3.56]. O parâmetro c' é designado por intercepto coesivo enquanto ϕ' representa o ângulo de resistência ao corte. Como se verifica na

Figura 3.104, relativa a ensaios e corte do tipo DSS, para baixas tensões de confinamento, σ' , a envolvente de rotura dos solos finos sobreconsolidados apresenta uma forma curva e alargada, diferente, portanto, da equivalente quando os mesmos solos se encontram normalmente consolidados, sendo, neste último caso, praticamente linear. Como se observa na Figura 3.104b, esta protuberância (EDC) da envolvente de rotura é decorrente da sobreconsolidação (descarga CDE) enquanto a envolvente de rotura relativa ao estado normalmente consolidado corresponde a recta ABCD (no espaço τ - σ'). O valor de c' varia com a da gama de σ' e, no caso dos solos normalmente consolidados é praticamente igual a zero (Fig. 3.104a) enquanto, para as argilas sobreconsolidadas, c' varia normalmente de forma não linear com o OCR. Exceptuando solos argilosos cimentados, parcialmente saturados e sobreconsolidados, a intercepção da envolvente de rotura curva com o eixo τ corresponde a um valor baixo (Bardet, 1997).

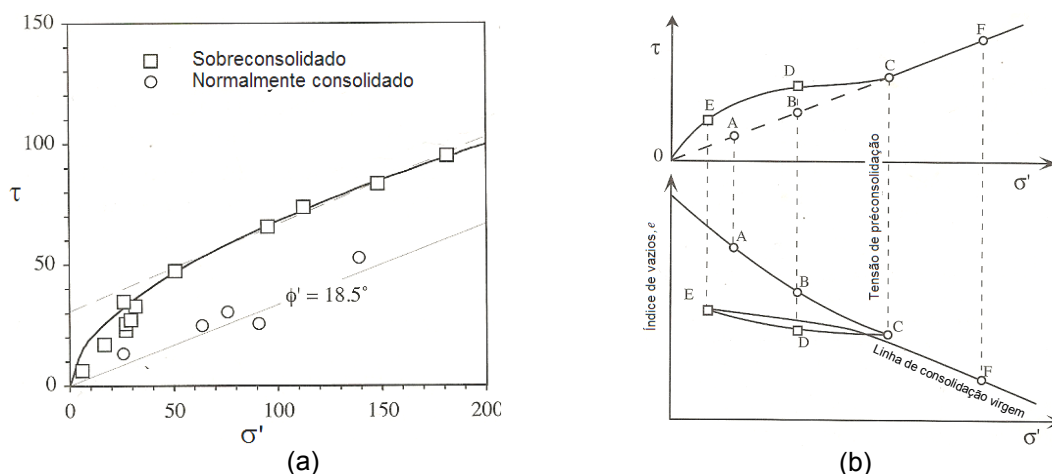


Figura 3.104 – Relação entre a resistência ao corte e a tensão efectiva de confinamento: (a) Curva τ - σ' ; (b) Curva τ - σ' e correspondente variação do índice de vazios (Bardet, 1997).

No caso dos ensaios triaxiais a determinação dos parâmetros da resistência efectiva são determinados no espaço p' - q em função dos critérios rotura abordados na secção 3.5.6.3.

De acordo com a terminologia da teoria do estado crítico, a resistência das argilas normalmente consolidadas ou de solos arenosos soltos é caracterizado pelo ângulo de resistência ao corte no estado crítico, ϕ'_{cs} (ou ϕ'_{nc} para os solos argilosos). Nos solos argilosos, ϕ'_{cs} reflecte a mineralogia das partículas e tem sido muitas vezes relacionado com o índice de plasticidade dos solos, conforme a Figura 3.105, em que, apesar da significativa dispersão, os dados revelam uma tendência para a diminuição do ângulo de resistência com o aumento do índice de plasticidade. Sobressai da Figura 3.105a o

comportamento excepcional da Argila da Cidade do México e da atapulgite, explicado, no primeiro caso, com a presença de partículas de vidro e de fragmentos de diatomáceos e, no segundo caso pela natureza fibrosa deste mineral, o que, em ambos os casos, origina ângulos de resistência ao corte acima de 40° . Por seu lado, o ângulo de resistência ao corte no estado crítico de materiais arenosos soltos depende da mineralogia, forma e angulosidade das partículas bem como da distribuição granulométrica.

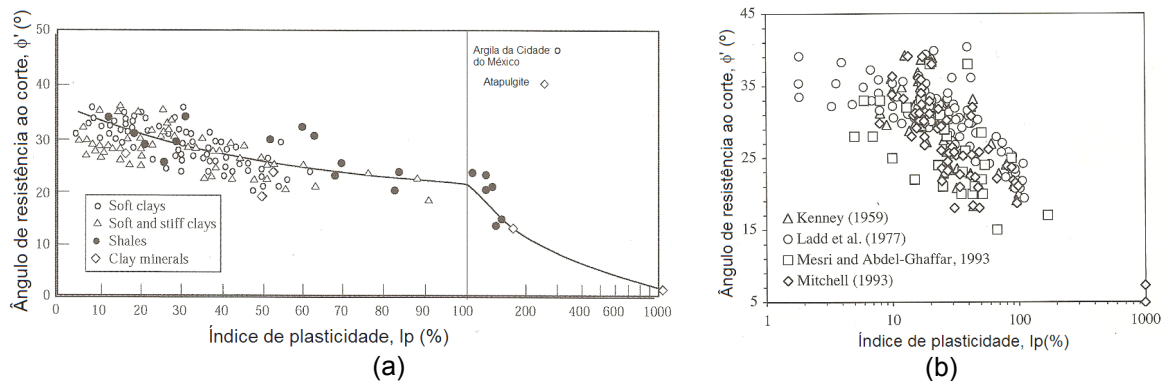


Figura 3.105 – Relação entre o ângulo de resistência ao corte e índice de plasticidade; (a) ϕ'_{nc} de argilas de diferentes composições segundo Terzaghi et al. (1996). Leroueil e Hight (2003); (b) Resultados experimentais de vários autores para solos de granulometria fina (Bardet, 1997).

Quando submetidos a solicitações de corte, a resistência residual dos materiais é atingida ao longo de uma superfície de descontinuidade após terem experimentado grandes deformações e é caracterizada pelo ângulo de resistência ao corte residual ϕ'_r , sem qualquer coesão. Nos solos, segundo Leroueil e Hight (2003), ϕ'_r depende da percentagem de partículas de argila que podem ser reorientadas durante o corte. Deste modo, o ângulo de resistência ao corte residual é muitas vezes relacionado com a percentagem de fracção argila, CF, presente no solo (Fig. 3.106a). São conhecidas várias propostas de correlação de ϕ'_r com outras propriedades dos solos como o índice de plasticidade, $I_p = (A_t - CF)$, que reflecte a mineralogia através da Actividade e da percentagem da fracção argila. Algumas destas relações são apresentadas na Figura 3.106b. Vários estudos experimentais mostraram que o coeficiente de impulso em repouso durante a compressão virgem, K_{0nc} pode ser expresso pela relação proposta por Jaky (1944), cuja forma adaptada será:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_{cs} \quad [3.71]$$

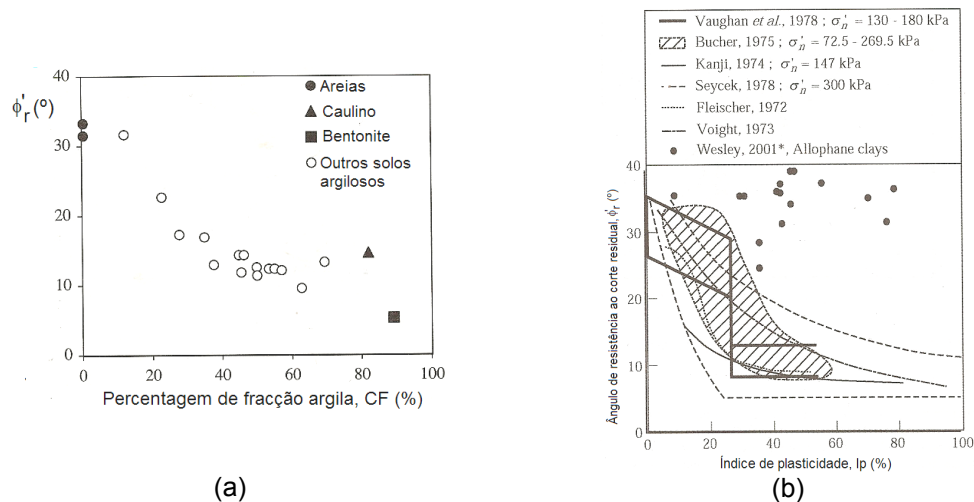


Figura 3.106 – Relação entre o ângulo de resistência ao corte residual e propriedades da fração argila; (a) ϕ'_r de diferentes geomateriais obtido em ensaios de corte anelar em função da percentagem de argila segundo Skempton (1985). (Bardet, 1997); (b) Relação de ϕ'_r com I_p segundo vários autores (Leroueil e Hight, 2003).

Dados compilados por Mayne e Kulhawy (1982), conforme a Figura 3.107, confirmam a validade genérica da expressão anterior. Em particular, o valor de K_{0nc} igual a 0,31 obtido por Diaz-Rodriguez et al. (1992) e Diaz-Rodriguez (2002) para a argila da Cidade do México é consistente com o valor do ângulo de resistência ao corte igual a 43° neste solo.

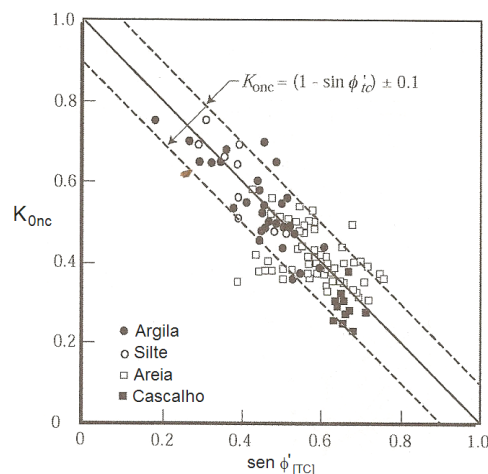


Figura 3.107 – Relação entre K_{0nc} e o ângulo de resistência ao corte obtido em ensaios de compressão triaxial, $\phi'_{[TC]}$ segundo Mayne e Kulhawy (1982), (in Leroueil e Hight, 2003).

Importa ainda referir que Watabe et al. (2002), segundo Leroueil e Hight (2003), com base nos resultados de 20 solos argilosos naturais originários de diferentes regiões do mundo e ensaiados pela mesma equipa de técnicos e com os mesmos equipamentos,

obtiveram as relações entre K_0 e ϕ' , $K_0=1,5-\text{sen } \phi'$, quando ϕ' é determinado em amostras normalmente consolidadas e no domínio das grandes deformações $((\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}})$ e $K_0=1,5-\text{sen } \phi'$, quando ϕ' é determinado em amostras normalmente consolidadas e para a resistência de pico $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{\text{máx}}$.

Mayne (1989), segundo Coelho (2000), com base em numerosos resultados experimentais em solos argilosos, refere que o ângulo de resistência ao corte efectivo obtido em ensaios triaxiais em extensão é, em geral, cerca de 20 a 50% superior ao obtido em compressão e, justifica as diferenças encontradas com o tipo de consolidação utilizada, pois se pequenas diferenças são observadas entre valores de $\phi'_{[TC]}$ obtidos por ensaios CIUC e CAUC, diferenças significativas poderão ocorrer na determinação de $\phi'_{[TE]}$ com a realização de ensaios CIUE e CAUE.

Deve ser referido que, nos depósitos de solos moles com conteúdo de matéria orgânica, a aplicação das relações frequentemente utilizadas entre os parâmetros resistentes e a plasticidade do solo podem conduzir a equívocos grosseiros de avaliação, dado o papel determinante desempenhado pela matéria orgânica na plasticidade verificada neste tipo de solos. Acontece também que, apesar de serem solos moles e com conteúdo de matéria orgânica mais ou menos significativo, a natureza granular da sua composição granulométrica frequentemente observada explica o facto de, em termos de tensões efectivas, ser comum verificarem-se valores de resistência ao corte típicos de materiais silto-arenosos e, simultaneamente, valores de c' com alguma expressão. Coelho (2000) refere que os valores ϕ' , por vezes muito elevados, exibidos por estes solos, são deste modo, à partida, incompatíveis com a sua plasticidade. O autor referido, com base em dados coligidos da bibliografia, apresenta o comportamento observado em alguns depósitos deste tipo, onde se verifica a referida incompatibilidade aparente (Quadro 3.25)

Quadro 3.25 – Valores de ϕ' e I_p para alguns solos moles com matéria orgânica (*in* Coelho, 2000)

| Solo | Autor(es) | I_p (%) | ϕ' (°) | Obs. |
|-----------------------|---------------------------------|-----------------------|-------------|------------------------|
| Baixo Mondego | Philips (1994) Soares (1995) | 4 ⁽¹⁾ - 41 | 37 – 42,5 | |
| Leça | Aguiar (1992) | 17 – 22 | 41 - 44 | |
| Bothkennar (reconst.) | Allman et al. (1992) | 38 | 34 37 | Extensão Compressão |
| Bothkennar (intacto) | Hight et al. (1992) | 20 - 50 | 37 42 | Extensão Compressão |

⁽¹⁾ Avaliação por defeito (eliminação da matéria orgânica por secagem do solo)

3.5.6.6 Rigidez

Normalmente os resultados da fase de corte dos ensaios triaxiais são apresentados na forma de curvas tensão-deformação e, nestas curvas, a rigidez é estimada de acordo com a lei de Hooke através do módulo de deformabilidade inicial (E_i) ou secante (E_s) definidos conforme a Figura 3.108 relativamente a ensaios triaxiais não drenados. A estimativa do módulo de deformabilidade depende de forma decisiva da precisão com que são realizadas as medições das deformações nos estados iniciais de tensão. Algumas vezes, devido ao deficiente contacto entre o topo do provete e a célula de carga, verifica-se na parte da curva tensão-deformação correspondente a fase inicial do ensaio um comportamento anómalo denominado, na literatura inglesa, por 'bedding effect'. Nesta situação, dever-se-á aplicar uma correcção de forma a omitir esta parte de curva na determinação do módulo de deformabilidade.

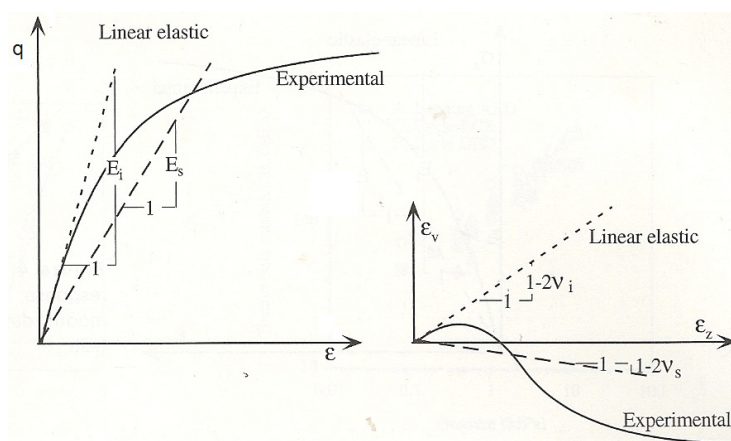


Figura 3.108 – Aspecto das curvas tensão-deformação experimentais e determinação dos módulos de deformabilidade (Bardet, 1997).

No caso dos solos moles, argilosos e argilo-silto-arenosos, o comportamento tensão-deformação é frequentemente avaliado mediante a realização de ensaios não drenados. Deste modo a rigidez é caracterizada pelo módulo de deformabilidade não drenado, E_u , definido de forma análoga a representada na Figura 3.109 e para a gama de deformações de maior interesse ao dimensionamento do problema em estudo, dada não linearidade dos solos. É possível demonstrar (Coelho, 2000, por exemplo) que, em ensaios não drenados, o cálculo de E_u é dado por $E_u = (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_r) / \Delta\epsilon_a$. Por outro lado, a expressão referida é formalmente apresentada de formas diferentes em função do modo como são aplicados os incrementos de tensão nos ensaios triaxiais não drenados (Quadro 3.26).

Quadro 3.26 – Determinação de E_u em ensaios triaxiais comuns.

| Tipo de ensaio triaxial | Determinação de E_u |
|------------------------------|--------------------------------------|
| Compressão com aumento de p | $\Delta\sigma_a / \Delta\epsilon_a$ |
| Compressão com redução de p | $-\Delta\sigma_r / \Delta\epsilon_a$ |
| Extensão com aumento de p | $-\Delta\sigma_r / \Delta\epsilon_a$ |
| Extensão com diminuição de p | $\Delta\sigma_a / \Delta\epsilon_a$ |

Tal como para os outros parâmetros geotécnicos anteriormente referidos, o valor de E_u depende de um conjunto de factores como, por exemplo, o tipo e composição do solo, o grau de sobreconsolidação, o valor de K_0 , o grau de estruturação, o tipo de reconsolidação, o caminho das tensões de corte, o tipo de controlo do ensaio e a velocidade de solicitação, etc, etc.

Com base nos resultados de ensaios triaxiais em compressão e em extensão não drenados realizados sobre amostras de um solo argiloso normalmente consolidado, reconstituído e de baixa plasticidade, conforme a Figura 3.109a, Hight et al. (1987) constataam que a rigidez não drenada (secante, no caso) é significativamente maior em extensão do que em compressão e que, tanto em compressão como em extensão, o valor de E_u diminui com a extensão axial. Na Figura 3.109b, relativa aos resultados de três geomateriais diferentes originários da Grã-Bretanha, e incluindo níveis mais baixos de deformação axial, observa-se o modo de variação da magnitude de E_u (secante em todos os casos) de um material para outro, nos níveis mais baixos de deformação, bem como aspecto geral da curva de decaimento de E_u e, particularmente, os níveis de deformação para os quais o módulo se torna não linear.

Quanto à dependência relativamente a OCR a Figura 3.110 apresenta um exemplo relativo a ensaios triaxiais em compressão e em extensão sobre amostras de Lower Cromer Till, com igual tensão de préconsolidação e diferentes valores de OCR. Nos ensaios em compressão, (Fig. 3.110a) verifica-se que a maior rigidez corresponde as amostras ligeiramente sobreconsolidadas (OCR de 1,5 a 2) e que, para as amostra fortemente sobreconsolidadas, a rigidez diminui com o aumento de OCR. Nos ensaios em extensão (Fig. 3.110b), verifica-se, de forma mais nítida, que a rigidez diminui com o aumento de OCR e, para valores de OCR superiores a 4, a rigidez em compressão é superior à rigidez em extensão.

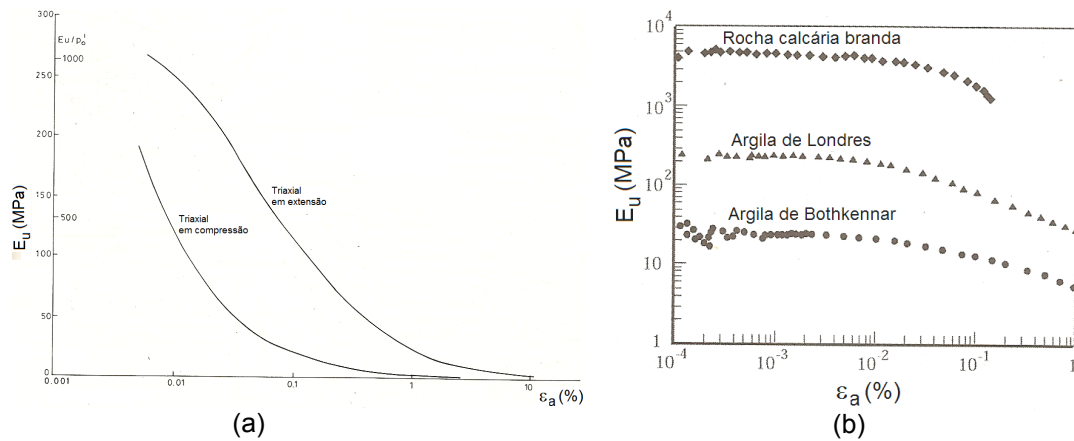


Figura 3.109 – (a) Variação de E_u numa argila NC em ensaios triaxiais (Hight et al., 1987); (b) variação de E_u com a deformação axial segundo Clayton e Heymann (2001), (in Leroueil e Hight, 2003).

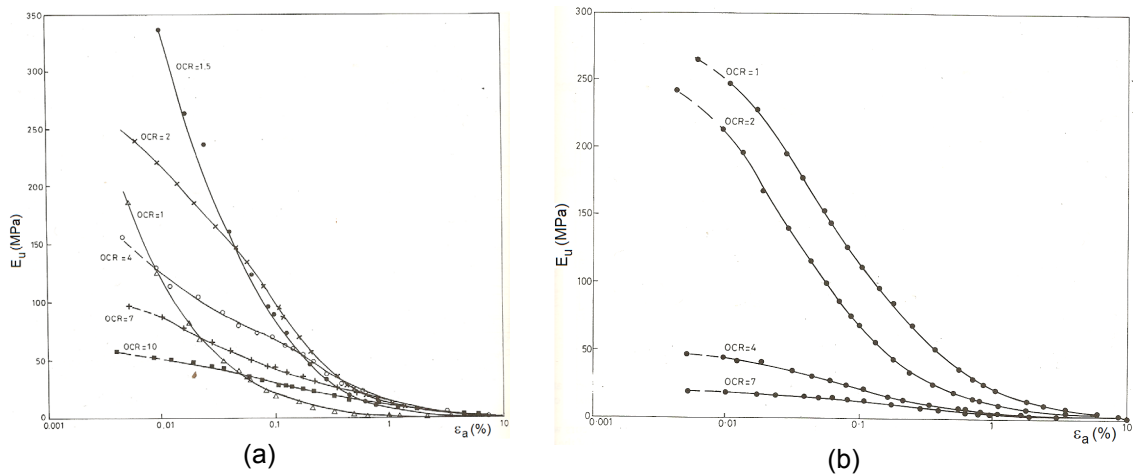


Figura 3.110 – Variação de E_u com OCR em amostras da Argila Lower Cromer Till submetidas a ensaios triaxiais (a) em compressão e (b) em extensão (in Hight et al., 1987).

Nas respostas não drenadas, outro modo de avaliar a rigidez é através da comparação do módulo de deformabilidade máximo, $E_{máx}$, com a resistência não drenada a partir da relação entre ambos os parâmetros $E_{máx}/c_u$, conforme a Figura 3.111. O parâmetro $E_{máx}$ é determinado para níveis de deformação inferiores a 0,001%. Segundo Bardet (1997), para deformações superiores ao valor atrás referido, a razão $E_{máx}/c_u$ toma valores inferiores a 500.

Por outro lado, a influência da velocidade de sollicitação, ou melhor, da taxa de deformação, $\dot{\epsilon}_v$, na rigidez dos solos é um assunto tratado com especial atenção por grande número de investigadores. Na Figura 3.112 observar-se não só a variação da ordem de grandeza da rigidez de uma grande variedade de geomateriais, bem como as

diferentes técnicas de ensaio utilizadas para a sua obtenção, em que se incluem os ensaios triaxiais drenados e não drenados. A publicação do gráfico deve-se a Tatsuoka et al. (1997) e a Tatsuoka (2000), segundo Leroueil e Hight (2003) e é relativa à rigidez determinada essencialmente no domínio das pequenas deformações.

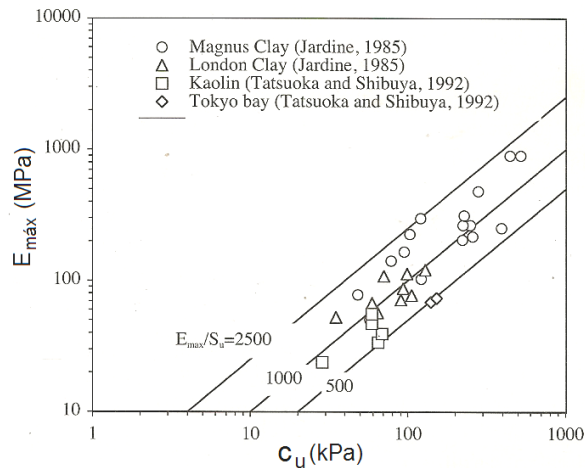


Figura 3.111 – Relação entre o módulo de deformabilidade E_{\max} , medido para níveis de deformação $<10^{-3}\%$, e a resistência não drenada, para vários solos argilosos segundo Tatsuoka e Shibuya (1992). Bardet (1997).

Na figura, E_v representa o módulo de deformabilidade correspondente a solicitações de corte com incremento da tensão principal máxima na direcção vertical. Verifica-se que o valor de E_v varia tipicamente desde 10^2 MPa para os solos argilosos normalmente consolidados até 10^5 MPa para as rochas duras. Verifica-se também que, no domínio das pequenas deformações, o efeito da taxa de deformação sobre a rigidez não é significativo. Mais em pormenor, para os solos argilosos, aparentemente, o efeito da taxa de deformação é relativamente baixo e inferior a 6% ao decuplicar a taxa de deformação e, este efeito, é ainda menor nos materiais essencialmente granulares. Lo Presti et al. (1997), Santucci de Magistris et al. (1999) e Tatsuoka et al. (2001), segundo Leroueil e Hight (2003), demonstraram que o efeito da taxa de deformação aumenta como nível de deformação.

Shibuya et al. (1997) e Shibuya (2001), segundo Leroueil e Hight (2003), investigaram o efeito da taxa de deformação na rigidez de amostras reconstituídas de uma de argila (Argila NSF) submetidas a ensaios triaxiais não drenados do tipo CIUC, conforme a Figura 3.113. Na Figura 3.113a são apresentadas as curvas tensão-deformação correspondentes a taxas de deformação de 0,001, 0,133 e 1,40 %/min. É possível observar que, para as deformações mais baixas, inferiores a 0,002%, o módulo de deformabilidade é aproximadamente igual para as três situações; no caso do ensaio mais

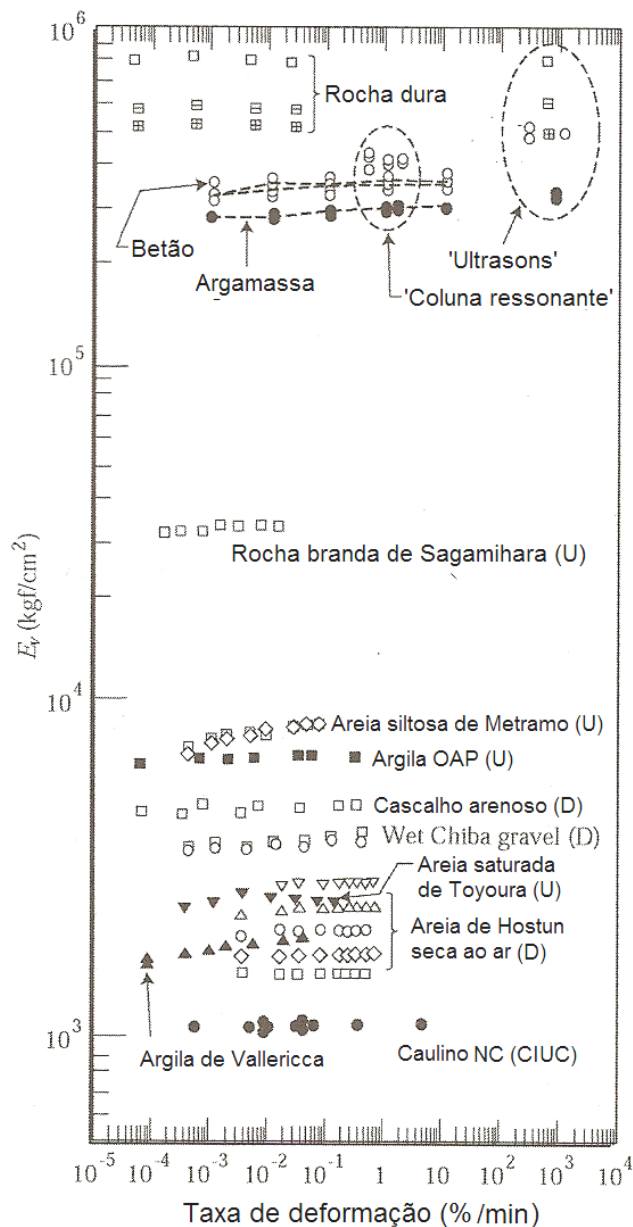


Figura 3.112 – Efeito da taxa de deformação na rigidez determinada para as pequenas deformações segundo Tatsuoka (2000) e a Tatsuoka et al. (1997), (Leroueil e Hight, 2003).

rápido o módulo mantém-se sensivelmente constante até deformações de cerca de 0,01%, enquanto os outros dois ensaios o afastamento do comportamento linear ocorre em níveis mais baixos de deformação; finalmente, para deformações superiores a cerca de 0,01%, a influência da taxa de deformação é claramente evidente. Por seu lado, a Figura 3.113b demonstra a dependência da taxa, em particular, com um valor limiar da deformação axial, a partir do qual o comportamento reológico deixa de ser linear, o qual, por sua vez, diminui com a taxa de deformação aplicada.

3.5.6.7 Outros aspectos a considerar nos ensaios triaxiais

A avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte através da realização de ensaios triaxiais deve ter em conta um conjunto de aspectos que consabidamente podem afectar os resultados. Durante fase de preparação e instalação dos provetes devem ser colocados especiais cuidados, principalmente no manuseamento de solos argilosos moles que, dada a sua fácil perturbação, podem algumas vezes requerer a opção por amostras de grande diâmetro.

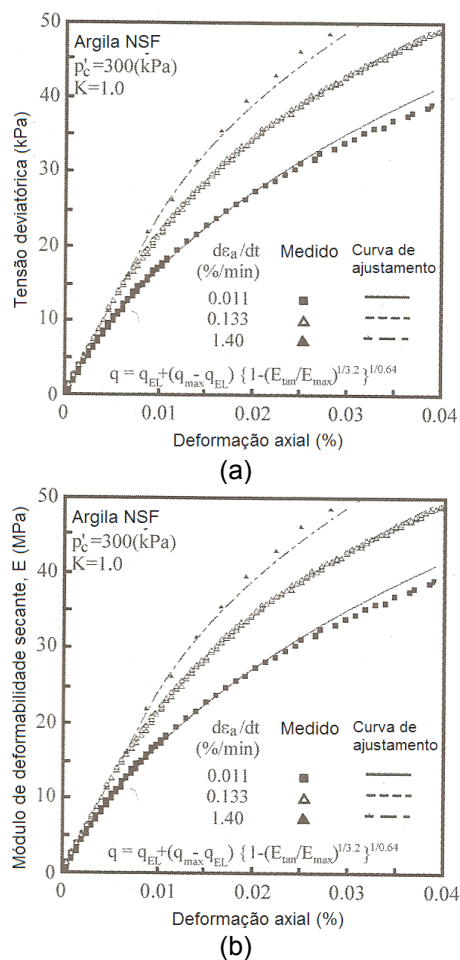


Figura 3.113 – Resultados de ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras da Argila NSF segundo Shibuya (2001): (a) Avaliação da rigidez na gama das deformações intermédias; (b) Avaliação da rigidez na gama das pequenas deformações (*in* Leroueil e Hight, 2003).

Na fase de saturação deve ser assegurada a saturação uniforme do provete, pois a não verificação de tal condição conduz a dificuldades acrescidas de interpretação com afectação na qualidade dos resultados. Além do provete, deve também ser assegurada a não presença de ar em todo o sistema hidráulico do equipamento triaxial.

Na fase de corte são de corrigir eventuais erros por efeito do deficiente contacto entre a célula de carga e o provete, do atrito nos topos do provete por acção das pedras porosas que em determinadas situações podem impedir a livre deformação do provete nas suas extremidades. São também de analisar as resistências da membrana que reveste o provete e dos drenos de papel de filtro.

Os dispositivos de instrumentação do ensaio, para a medição das forças, das pressões e dos deslocamentos, devem ser devidamente calibrados e ser da maior precisão possível. Na actualidade são comercializados instrumentos de medição de alta precisão, nomeadamente os transdutores de força, de pressão e de deslocamento. Alguns desses equipamentos de alta precisão possibilitam, do caso das deformações, a instrumentação interna e local dos provetes, o que, como se exemplifica na Figura 3.114, produz significativas diferenças nos resultados e sua interpretação comparativamente à instrumentação externa. O tema da instrumentação interna das deformações em ensaios triaxiais é, por exemplo, tratado com maior detalhe por Rodrigues (2003).

No caso a comparação é feita para a determinação do módulo de deformabilidade secante, E_s .

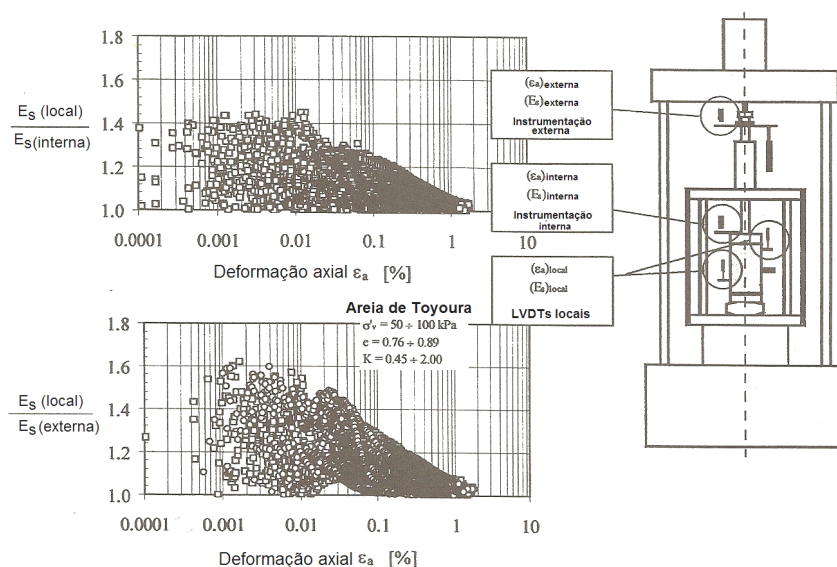


Figura 3.114 – Importância da instrumentação interna e local segundo Pallara (1985), (in Lo Presti et al., 1999).

Finalmente devem também ser avaliadas as condições ambientais de realização do ensaio, designadamente de temperatura. A conhecida alta sensibilidade de alguns dispositivos de medição relativamente a temperatura, e a dificuldade em prever e corrigir os erros resultantes da sua variação, fazem com que seja recomendável realizar os ensaios sob temperatura controlada.

3.6 CONCLUSÕES

Ao longo deste capítulo foram abordados algumas das técnicas de ensaio laboratoriais mais utilizadas na caracterização geotécnicas dos solos, com particular ênfase para os solos argilosos moles, bem como alguns dos desenvolvimentos mais recentes. Alguns dos aspectos mais significativos são sintetizados nos pontos seguintes:

- Os índices físicos, em depósitos que ocorrem frequentemente num estado quase completamente saturado, caracterizam-se pesos volúnicos baixos, elevados índices de vazios e teores em água. A presença de matéria orgânica na composição dos solos tende a evidenciar ainda mais tais características. Pelo seu enorme potencial, o método das perdas por ignição deverá ser o que futuramente merecerá maior atenção na determinação do teor de matéria orgânica dos solos;
- A aplicação da microscopia electrónica de varrimento na caracterização dos solos contribuiu decisivamente para a melhor compreensão dos arranjos microestruturais, dos fenómenos e processos à essa escala como influenciam o comportamento mecânico à escala do maciço.
- Os solos moles são constituídos por materiais de diversas dimensões granulométricas. São frequentemente solos finos com predominância da fracção argila e, não raras vezes, apresentam quantidades importantes de material silto-arenoso, arenoso e até mesmo cascalhos;
- A plasticidade é uma característica típica desses solos, com uma grande faixa de variação. Os métodos tradicionais de determinação dos limites de consistência têm vindo progressivamente a ser substituídos por métodos mais racionais e menos influenciados pelo desempenho do técnico de laboratório, nomeadamente o cone-penetrómetro. Nos estados de consistência mais baixos, aos solos moles argilosos estão naturalmente associados a altos índices de liquidez. Dada a composição mineralógica da fracção argila muitas vezes presente, com predomínio das caulinites, esmectites e clorites, estes solos exibem uma actividade média a alta.
- Quanto à compressibilidade e consolidação, nos depósitos naturais, estes solos ocorrem frequentemente no estado normalmente consolidado a ligeiramente sobreconsolidado. Os ensaios edométricos de carga incremental tendem a ser substituídos por ensaios de carregamento contínuo, particularmente ensaios CRS, dado o seu menor consumo de tempo e a capacidade de definir melhor o comportamento de solos estruturados. Na previsão dos assentamentos, a contabilização da consolidação secundária deve considerar modelos de interpretação

que admitam a concomitância dos mecanismos de compressão primária e secundária.

Na construção de aterros com utilização de pré-cargas ou por etapas, sem a utilização de drenos verticais, o valor do coeficiente de consolidação vertical no estado normalmente consolidados é crítico. Apesar da incontornável necessidade dos valores obtidos laboratorialmente, a prática tem mostrado maior fiabilidade na obtenção de c_v por retro-análises a partir da instrumentação de campo. Em projectos que envolvam o emprego de drenos verticais é também necessária a determinação do coeficiente de consolidação horizontal $c_h = r_k c_v$;

- A avaliação em laboratório do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte dos solos argilosos moles é normalmente feita mediante a execução de ensaios triaxiais não drenados. Ainda que não generalizados tanto quanto seria desejável, os equipamentos mais sofisticados permitem o corte segundo inúmeras trajectórias de tensões, reproduzindo mais facilmente as solicitações no campo.

Os ensaios não consolidados (UUC) revelam uma quase ineficácia na avaliação fiável do comportamento dos maciços, pois, como facilmente se demonstra, a perturbação causada pelas técnicas de amostragem condicionada a determinação do valor de c_u , além deste tipo de ensaio não considerar os efeitos da anisotropia.

Os ensaios consolidados isotropicamente (CIUC e CIUE) não se revelam totalmente satisfatórios nas análises de estabilidade não drenada. Contudo, este tipo de ensaios pode ainda ter grande utilidade quando se tratam de amostras de solos argilosos algo cimentados (estruturados) para os quais a recompressão não afecta decisivamente a perda de resistência devida a desestruturação.

Os ensaios de corte triaxial que melhor reproduzem o comportamento de campo são, portanto, os ensaios CK_0U . As técnicas de consolidação para K_0 mais eficientes são o método de Recompressão de Bjerrum e o método SHANSEP, sendo a escolha por um dos métodos feita principalmente em função do tipo de solo.

A resistência e a rigidez dependem de um grande número de factores como o tipo de solo, a história geológica, a estruturação, o OCR, a plasticidade, as técnicas de amostragem, os caminhos das tensões seguidos para a reconsolidação e durante o corte, a taxa de deformação imposta, o tipo de controlo do ensaio triaxial, as anisotropias inerente e induzida, a instrumentação do provete, a temperatura, etc. Em cada projecto, os ensaios laboratoriais devem reproduzir na medida do possível, a geometria das solicitações bem como os seus os níveis de tensão e deformação induzidas, de forma a, no dimensionamento geotécnico, conferir maior fiabilidade às análises dos estados limites últimos de estabilidade e de utilização.

CAPÍTULO 4

AMOSTRAGEM DE SOLOS MOLES

4.1 INTRODUÇÃO

A perturbação das amostras recolhidas nos depósitos naturais, bem como a sua influência sobre os resultados obtidos laboratorialmente, constitui uma das principais limitações dos ensaios de laboratório relativamente aos ensaios de campo. O grau de perturbação das amostras depende fundamentalmente das técnicas de amostragem utilizadas.

4.2 TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM E AMOSTRADORES

De um modo geral, e comparativamente à amostragem com tubos amostradores com recurso à perfuração dos maciços, verifica-se que a amostragem por blocos fornece amostras de melhor qualidade. As amostras são obtidas por acesso directo, mediante a escavação de poços ou valas nos maciços, nos quais é possível talhar blocos de dimensões relativamente grandes, que, após devido acondicionamento, são levados para o laboratório. O processo descrito minimiza a deformação axial e de corte imposta à amostra. Todavia, e como facilmente se depreende, a execução da amostragem por blocos está limitada a profundidades relativamente pequenas e o seu melhor desempenho verifica-se em materiais como os solos residuais ou as argilas sobreconsolidadas (rochas brandas).

A amostragem de solos a várias profundidades é feita frequentemente por acesso indirecto com a utilização de tubos amostradores cravados no fundo de um pré-furo de sondagem. Resumidamente, um amostrador é geralmente um tubo metálico cilíndrico podendo ou não no processo de amostragem incorporar no seu interior um tubo porta-amostras (*liner*) que retém a amostra durante a extracção do amostrador para superfície. Desde a amostragem até a realização dos ensaios laboratoriais o solo passa pelos processos esquematizados na Figura 4.1.

Existem no mercado diversos tipos de tubos amostradores, sendo a escolha feita em função das características do solo a investigar. É por exemplo compreensível que paredes muito finas do tubo favorecerão a redução da perturbação das amostras. Por outro lado, a cravação dos amostradores em solos muito rijos envolvem forças que excedem a resistência desses tubos de parede muito delgada (Matos Fernandes, 2006). Na parte do EC7 relativa à caracterização dos maciços de fundação, a amostragem é dividida em 2 tipos: por perfuração e por escavação.

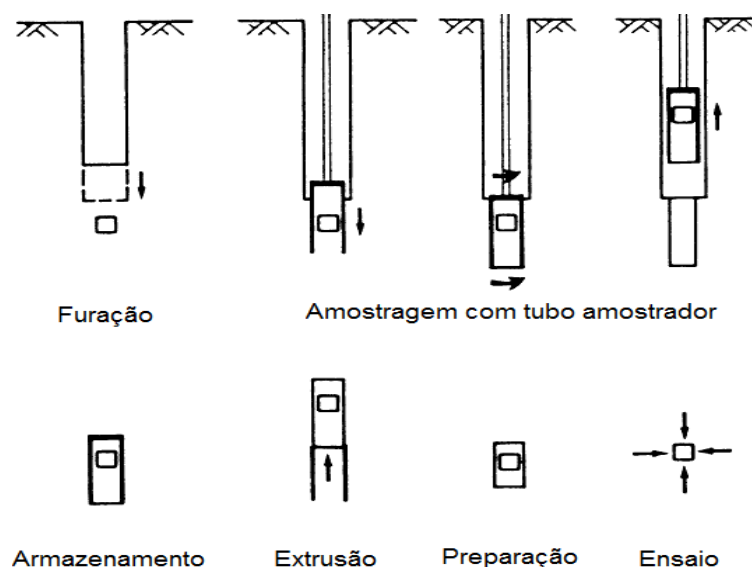


Figura 4.1 – Etapas da amostragem e preparação de amostras para ensaios laboratoriais (Hight, 2000)

No EC7, os métodos de cravação são indexáveis a diferentes categorias de amostragem em função da qualidade das amostras que podem fornecer, cujas definições são remetidas para a norma EN ISO 22475-1. No quadro 4.1 são apresentadas as classes de qualidade definidas pelo EC7 e a sua equivalência na norma EN ISO 22475-1.

Quadro 4.1 – Classe de qualidade das amostras para a realização de ensaios de laboratório e categorias de amostragem segundo o EC7 e a EN ISO 22475-1

| Propriedades do solo | Qualidade (Classe) | | | | |
|--|--------------------|---|---|----------|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| <u>Propriedades preservadas</u> | | | | | |
| Tamanho das partículas | * | * | * | * | |
| Teor de água | * | * | * | | |
| Massa volúmica, permeabilidade | * | * | | | |
| Compressibilidade, resistência ao corte | * | | | | |
| <u>Propriedades que podem ser determinadas</u> | | | | | |
| Sequência dos estratos | * | * | * | * | * |
| Limite dos estratos (grosso) | * | * | * | * | |
| Limite dos estratos (aproximado) | * | * | | | |
| Limites de Atterberg, densidade relativa, teor de matéria orgânica | * | * | * | * | |
| Teor de água | * | * | * | | |
| Densidade relativa, porosidade, permeabilidade | * | * | | | |
| Compressibilidade, resistência ao corte | * | | | | |
| Categoria de amostragem de acordo com a norma EN ISO 22475-1 | A | | | | |
| | B | | | | |
| | | | | C | |

As amostras são classificadas em 5 classes de qualidade em função da sua adequabilidade para a realização de determinados tipos de ensaio, tendo em consideração as propriedades geotécnicas que se admite serem preservadas após o processo de amostragem, manuseamento da amostra, seu transporte e armazenamento. A qualidade das amostras diminui da classe 1 para a classe 5. As amostras de classe 1 e 2, caracterizadas por apresentarem muito pouca perturbação da estrutura do solo e pela boa preservação do teor de água e do índice de vazios de ocorrência, só podem ser obtidas utilizando métodos da amostragem da categoria A. No outro extremo, os métodos de amostragem da categoria C não permitem a recolha de amostras de qualidade superior às da classe 5, cujas amostras são caracterizadas pela alteração significativa da estrutura original do solo e cujo teor de água apresentado pode não corresponder às condições de ocorrência. Um dos princípios importantes preconizados pelo EC7 é a necessidade de serem recolhidas amostras sempre que se verifique uma mudança de estrato e a espaçamentos constantes normalmente não superiores a 3,0 m.

Algumas das propriedades e dos comportamentos geotécnicos determinados a partir da realização de ensaios laboratoriais serão compreensivelmente tanto mais representativos do maciço quanto maior a qualidade das amostras utilizadas. Importa portanto fazer referência a alguns conceitos relativos ao estado, e indirectamente ao grau de perturbação das amostras a serem utilizadas no ensaios. Os conceitos aqui apresentados seguem a terminologia utilizada no EC7, sendo possível encontrar na bibliografia da especialidade outra terminologia, porém equivalente.

O termo ‘amostra perturbada’ designa uma amostra na qual a estrutura do solo, o seu teor de água e/ou os seus constituintes foram alterados pelo processo de amostragem; este termo é frequentemente substituído pela expressão ‘amostra remexida’. O termo ‘amostra remoldada’ designa uma amostra na qual a estrutura do solo foi completamente alterada. O termo ‘amostra não perturbada’ designa uma amostra na qual não ocorreram variações de nenhuma das características do solo com interesse prático; este termo é frequentemente substituído pelas expressões ‘amostra indeformada’ e ‘amostra intacta’.

Definindo que o termo ‘provete’ tem o significado de uma porção de uma amostra de solo utilizada para a realização de um determinado ensaio, o EC7 diferencia os provetes em (i) ‘provetes remoldados’, que são aqueles completamente perturbados e com teor de água de igual valor ao do estado natural (de ocorrência); (ii) ‘provetes reconstituídos’, que são aqueles feitos em laboratório, mediante a preparação de uma pasta (com teor de água maior ou igual ao limite de liquidez) no caso dos solos finos e, mediante a separação das partículas (a seco ou a húmido) e posterior compactação ou consolidação

no caso dos solos granulares; (iii) ‘provetes reconsolidados’, que são aqueles submetidos a um carregamento estático em condições drenadas no interior de um molde ou célula.

Deve contudo ser referido que a amostragem dita indeformada requer em muitos casos a utilização de diferentes tipos de equipamentos amostradores, um consumo significativo de tempo e custos elevados. Deste modo, pode tornar-se desejável limitar a amostragem indeformada ao mínimo representativo da história geológica do local e das necessidades práticas ao nível do dimensionamento geotécnico. Alguns aspectos devem merecer especial atenção, pois, Rowe (1970), segundo Nagaraj e Miura (2001), refere que uma amostra pode ser indeformada de boa qualidade mas pouco ou nada representativa de determinadas características geológicas do maciço. A Figura 4.2 refere-se ao tamanho da amostra relativamente ao maciço e os aspectos que podem condicionar a sua representatividade.

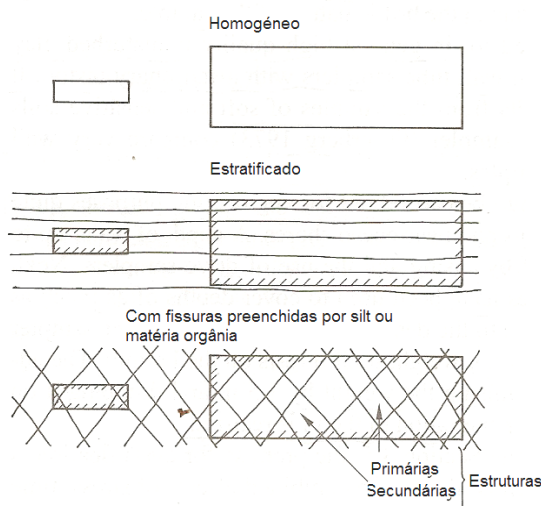


Figura 4.2 – Tamanho da amostra e sua representatividade das condições do maciço segundo Rowe (1970), (in Nagaraj e Miura, 2001)

No caso de depósitos homogéneos, os resultados obtidos em ensaios realizados sobre amostras indeformadas de pequena dimensão podem considerar-se representativos do volume de solo *in situ*. Frequentemente os depósitos de solos argilosos moles apresentam-se estratificados, com intercalações de camadas siltosas e arenosas de espessura variável ou apresentam fissuras preenchidas com material siltoso ou orgânico. Nestes casos, para que, em rigor, esteja assegurada a representatividade, o tamanho da amostra deve ser tal que reproduza o mais possível o «fabric» associado à história geológica do depósito.

4.2.1 Efeitos da cravação do tubo amostrador

Hvorslev (1949), segundo o documento USCE EM 1110-1-1804 (2001), definiu diversos parâmetros que, de modo crítico, são potenciais causadores da perturbação dos solos durante a amostragem, nomeadamente os índices de área (C_a), de folga interior (C_i) e de folga exterior (C_o), definidos conforme a Figura 4.3, e considera ainda como factores críticos o atrito entre o solo e o tubo amostrador e a relação comprimento do tubo amostrador/ diâmetro (L/B).

Outra característica dos tubos amostradores que reconhecidamente condiciona a qualidade da amostragem é a forma da sua extremidade cortante (boca do amostrador), em particular, a amplitude do ângulo do seu bisel. No Quadro 4.2 estão resumidas algumas das características recomendadas pelas ISSMGE (1965) que, em função do tipo de solo, os tubos amostradores devem apresentar.

Quadro 4.2 – Características exigíveis aos tubos amostradores segundo a ISSMGE (1965), (in Rodrigues, 2003)

| <u>Índice de área - Ângulo do bisel</u> [*] | |
|---|-------------------------------|
| Ângulo do bisel 60°: <ul style="list-style-type: none"> • Até uma espessura de 0,3mm para solos coesivos • Até uma espessura de D_{10} para solos granulares | |
| Características da boca cortante | |
| Índice de área (%): | Ângulo do bisel (°): |
| 5 | 15 |
| 10 | 12 |
| 20 | 9 |
| 40 | 5 |
| 80 | 4 |
| <u>Relação comprimento-diâmetro (L/B)</u> [†] | |
| Tipo de solo | Máximo aconselhável (L/B) |
| Argila (Sensibilidade > 30) | 20 |
| Argila (Sensibilidade 5 - 30) | 12 |
| Argila (Sensibilidade < 5) | 10 |
| Solo granular solto | 12 |
| Solo granular médio - solto | 6 |

^{*} Para amostradores com aproximadamente 75mm de diâmetro

[†] Para amostradores com parede interior polida e com índice de folga interior de 0,5 – 1,0%

Um dos contributos sem dúvidas mais relevantes para a compreensão dos efeitos da cravação no solo de um tubo amostrador deve-se aos trabalhos do Prof. Baligh e seus colaboradores (Baligh, 1985; Baligh et al., 1987), com a aplicação do denominado método da trajectória das deformações ao estudo e análise do processo de amostragem. Os referidos autores desenvolveram um dispositivo que em laboratório os permitiu modelar o mecanismo de cravação estática no solo de um tubo aberto na extremidade inferior e daí derivar o padrão das deformações experimentadas pelo solo, no interior do tubo e em seu redor, durante a cravação do tubo em condições não drenadas. São conhecidas duas figuras clássicas dos referidos trabalhos, aqui apresentadas nas Figuras 4.4 e 4.5.

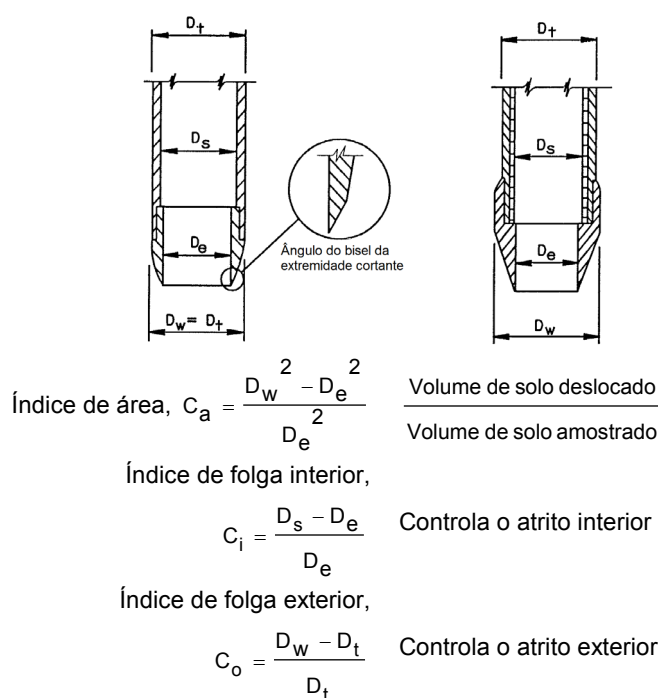


Figura 4.3 – Parâmetros que afectam a perturbação das amostras segundo Hvorslev (1949), (adaptado de USCE EM 1110-1-1804, 2001).

A Figura 4.4 ilustra o padrão completo das deformações em redor do tubo amostrador. O diagrama da figura está dividido em quadrantes, representando cada um dos padrões de deformação, radial, tangencial, por corte e vertical. De acordo com a figura prevê-se que as maiores deformações ocorram junto às paredes do tubo amostrador, conforme se observa no quadrante inferior esquerdo. O padrão das deformações ao longo do eixo central vertical mostra que estas resultam de tensões de compressão e extensão triaxiais.

A Figura 4.5 mostra a história das deformações experimentada por um elemento de solo

cujo posicionamento se vai alterando ao longo da linha coincidente com o eixo central vertical do tubo amostrador, à medida que este dele se aproxima, entra no tubo e atinge a sua posição final no interior do tubo.

As principais conclusões dos trabalhos de Baligh (1995) e Baligh et al. (1987) podem ser sintetizadas nos seguintes pontos;

- O solo amostrado experimenta uma sequência complexa de deformações, as quais variam em função da posição no interior do tubo. A amostra na parte central do tubo é a menos perturbada;
- Ao longo do eixo vertical central a história das deformações experimentadas pela amostra resultam de tensões triaxiais de compressão, na zona do solo à frente da entrada do tubo, e de extensão a partir do momento de entrada do solo no tubo;
- Os níveis das deformações verticais por compressão e por extensão, ao longo do eixo vertical central, diminuem com o aumento da razão B/t , sendo t a espessura do tubo e B o seu diâmetro;
- Na parte periférica da amostra existe uma zona fortemente submetida a deformações por corte (distorções), cuja espessura é controlada mais pela espessura da parede do tubo do que pelo seu diâmetro.

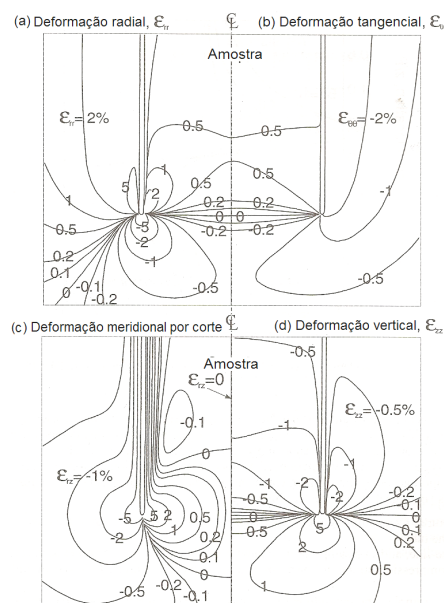


Figura 4.4 – Linhas de contorno das deformações durante a cravação do amostrador (*Simple Sampler*) numa argila saturada em condições não drenadas (Baligh et al., 1987).

Hight e Leroueil (2003) referem que, dada a variação das deformações transversalmente no interior do tubo amostrador e ao longo do seu comprimento, no caso dos solos

argilosos saturados, em que a cravação do amostrador ocorre em condições não drenadas, são também de considerar variações da poro-pressão. Deste modo, existirão também efeitos do tempo à medida que as poro-pressões se vão equilibrando ao longo do amostrador e deverá ocorrer uma redistribuição do teor de água.

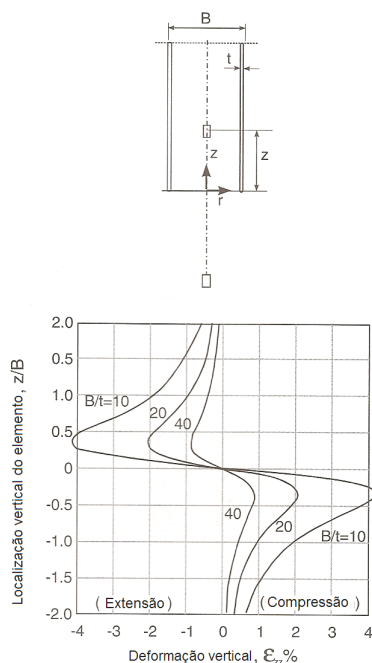


Figura 4.5 – História das deformações num elemento na linha central do tubo amostrador simples (Baligh, 1985).

4.2.2 Características de amostradores utilizados em solos moles

No quadro 2.3 são apresentadas as características de alguns dos principais amostradores mais frequentemente utilizados na amostragem de solos argilosos moles em diversas regiões do mundo, nomeadamente o diâmetro interno (DI), o comprimento (L), a espessura (T), a razão B/t , o ângulo do bisel da extremidade cortante (AB) e a presença ou não de pistão estacionário (P) cuja função é garantir a retenção da amostra no interior do tubo amostrador durante a extracção desta para a superfície. Segundo Lo Presti et al. (1999), os amostradores devem ser considerados 'de paredes finas' quando a razão B/t é superior a 50. Os amostradores equipados com o pistão estacionário são muitas vezes referidos como amostradores do tipo Osterberg, dada a semelhança no princípio de funcionamento relativamente ao amostrador de igual nome ilustrado na Figura 4.6.

O amostrador Shelby, não equipado com pistão estacionário, é feito em aço suave e

apresenta uma razão B/t igual a 44. As amostras colhidas com este amostrador são geralmente consideradas de qualidade inferior comparativamente às amostras colhidas com o amostrador Osterberg. A fraca qualidade das amostras é essencialmente atribuída a ausência do pistão estacionário.

Quadro 4.3 – Especificações de diferentes amostradores (Tanaka, 1996)

| Amostrador | DI (mm) | L (mm) | T (mm) | B/t | AB (°) | Pistão | Referência |
|------------|---------|--------|--------|------|---------|--------|---------------------------|
| JPN | 75 | 1000 | 1,5 | 50 | 6 | sim | JGS (1998), JGS 1221-1995 |
| LAVAL | 208 | 660 | 4,0 | 52 | 5 | não | La Rochelle et al. (1981) |
| Shelby | 72 | 610 | 1,65 | 43,6 | 20 – 30 | não | ASTM D1587 |
| NGI 54 | 54 | 768 | 13 | 4,1 | 10 | sim | Anderson e Kolstad (1979) |
| ELE 100 | 101 | 500 | 1,7 | 59,4 | 30 | sim | Hight et al. (1992) |
| Sherbrooke | 350 | 250 | - | - | | não | Lefebvre e Paulin (1979) |

O amostrador LAVAL apresenta uma relação B/t é igual a 52 e tem um diâmetro interno de $200 \pm 0,03$ mm sem folga interior. Na vez de um pistão estacionário, este amostrador está equipado com uma válvula esférica de retenção (*ball valve*). O ângulo do bisel da extremidade de corte é de cerca de 5°. Após a cravação do tubo amostrador no solo (com a válvula aberta) na base de um furo de sondagem estabilizado, este é interiormente preenchido com a amostra de solo antes da sua extracção (com a válvula fechada). Tanaka et al. (1996) e Hight et al. (1992), segundo Lo Presti et al. (1999), referem que as amostras colhidas com este amostrador são geralmente de boa qualidade.

O amostrador NGI 54 é um amostrador ‘combinado’ constituído por um tubo externo e outro interno, este último com uma razão B/t igual a 4,2. Este amostrador fornece amostras de pobre qualidade, o que se deve principalmente à sua relação B/t.

Hight e Leroueil (2003) referem que as principais evidências das deformações induzidas pela cravação do tubo amostrador nos solos argilosos moles são a redução da tensão efectiva média, os danos na microestrutura que se manifestam por uma retracção da superfície de estado limite e o aumento do teor de água na parte central da amostra. Baseados na sua experiência, DeGroot et al. (2005) recomendam que, nesse tipo de solos, sejam utilizados tubos amostradores de parede fina e de grande diâmetro (≥ 76 mm), com ângulo do bisel suave (entre cerca de 5° a 10°, dependendo da rigidez do

solo), com baixo índice de área ($C_a < 10\%$) e preferencialmente sem folga interior ($C_i \approx 0$). Nos solos argilosos moles é também importante operar com o pré-furo estabilizado com lamas de sondagem e garantir a limpeza do fundo do furo. A propósito, Ladd e DeGroot (2003) referem que a perfuração até à profundidade de amostragem faz reduzir a tensão

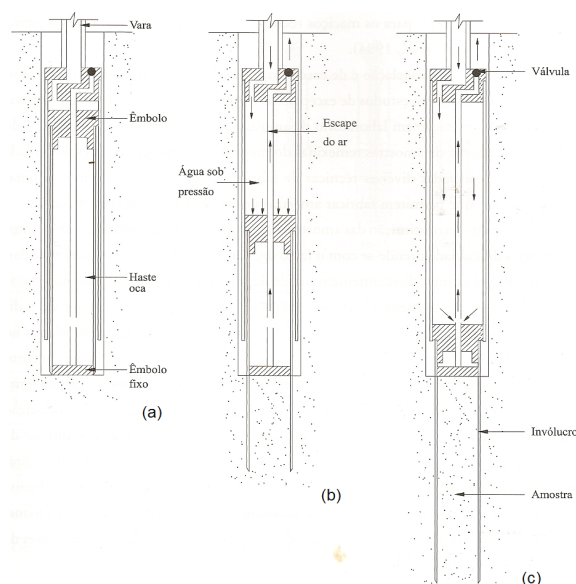


Figura 4.6 – Esquema de um amostrador Osterberg: a) Posição em que o amostrador é descido até ao fundo do furo; (b) cravação estática; (c) final da cravação (Matos Fernandes, 2006).

vertical total, σ_v , o que induz o corte não drenado por extensão triaxial do solo na base do furo. Deste modo, se o peso da lama de sondagem for demasiadamente baixo, o solo na base do furo pode sofrer rotura não drenada por extensão triaxial antes de ser amostrado. A importância desta análise é ilustrada na Figura 4.6. Para as condições representadas no esquema da parte superior direita da figura, as três linhas inferiores do gráfico indicam o peso de lama de sondagem para o qual ocorre a rotura em função da profundidade do furo e da posição do nível freático, considerando o caso de solos argilosos moles típicos, normalmente consolidados de baixa, média e alta plasticidade. Segundo os autores referidos, o peso de lama de sondagem necessário para evitar o colapso do solo aumenta significativamente com a profundidade do furo, isto é, com a razão z_w/z , pois a rotura ocorre quando z_w/z é inferior a 0,15 e se a lama de sondagem não tiver um peso superior em cerca de $10 \pm 1\%$ relativamente ao peso da água no depósito normalmente consolidado. Por segurança, será então conveniente assegurar que o furo permanece preenchido com lama de sondagem cujo peso se situe pelo menos, na Figura 7.3, a meio entre o estado de rotura (três linhas inferiores) e a amostragem 'perfeita' (três linhas superiores).

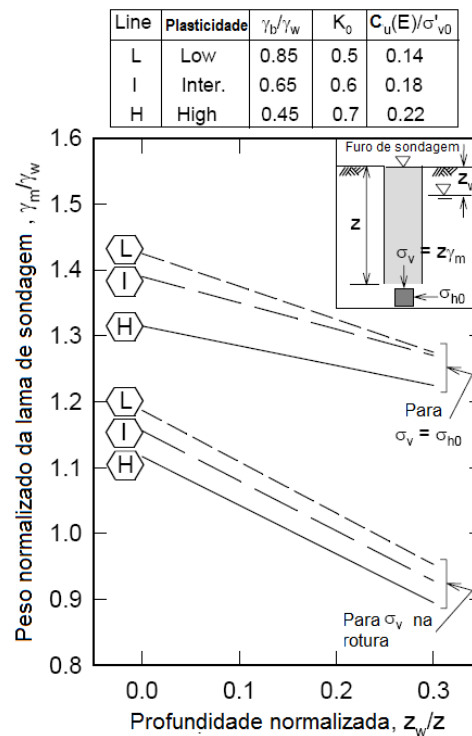


Figura 4.7 – Efeito do peso volúmico das lamas de sondagem e do nível freático na estabilidade de furos de sondagem em argilas com OCR=1. Ladd et al. (2003).

DeGroot et al. (2005) recomendam que os valores típicos do peso volúmico da lama de sondagem estejam situados no intervalo entre $1,2\gamma_w$ e $1,3\gamma_w$, acrescentando que o peso volúmico da lama de sondagem pode ser aumentado por adição de materiais pesados como por exemplo a barite, cuja densidade relativa das partículas é igual a 4,2.

Relativamente ao dimensionamento, a perturbação das amostras influencia de forma adversa toda a parametrização geotécnica importante dos solos argilosos moles, desde a sua compressibilidade à resistência não drenada. Mesmo nos casos em que se procede à reconsolidação das amostras, estas poderão, durante o processo, experimentar variações volumétricas importantes e alguma desestruturação adicional, condicionando assim a fiabilidade do comportamento tensão-deformação observado. Na Figura 4.8 é apresentado um exemplo desse comportamento verificado em ensaios edométricos do tipo CRS realizados em duas amostras da Argila Azul de Boston. Uma das amostras foi recolhida com o tubo amostrador Shelby com pistão livre, em furo não estabilizado com lama de sondagem e a outra foi recolhida com um tubo amostrador Shelby modificado, pela instalação de um pistão fixo, e em furo estabilizado com lama de sondagem a base de barite. Outro exemplo é o da Figura 4.9 relativo a ensaios triaxiais em compressão realizado com amostras reconsolidadas para o estado de tensão em repouso, CK_0UC ,

recolhidas com três tubos amostradores diferentes (NGI de 54mm de diâmetro, um amostrador de paredes finas com 75mm de diâmetro e pistão estacionário e o amostrador de amostras em bloco Sherbrooke)

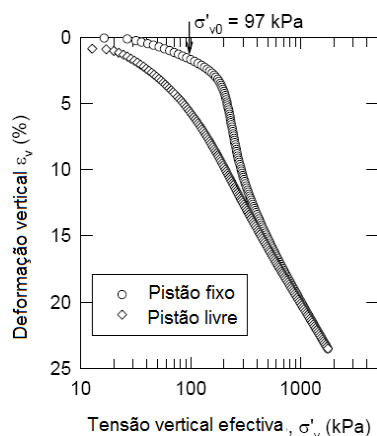


Figura 4.8 – Comparação de resultados de ensaios edométricos CSR realizados em amostras da Argila Azul de Boston recolhidas a 9,5m com amostradores diferentes (DeGroot et al., 2005)

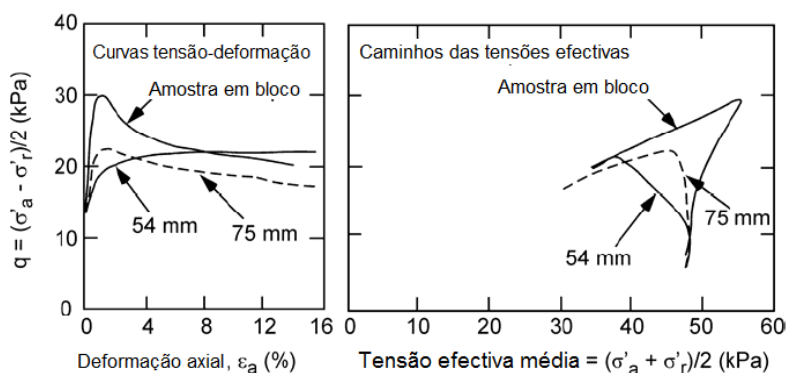


Figura 4.9 – Ensaios triaxiais CK_0UC realizados em amostras da Argila de Lierstranda recolhidas com três amostradores diferentes segundo Lunne et al. (1997), (IN DeGroot et al., 2005)

Em ambos exemplos são evidentes as diferenças de comportamento tensão-deformação, para as distintas condições de amostragem. No ensaio CAUC sobressai a diferença da resistência não drenada, o que poderia ser crítico para o dimensionamento.

DeGroot et al. (2005) são de opinião que a amostragem em blocos fornece as amostras de melhor qualidade, referindo que a investigação tem demonstrado que, em particular o amostrador Sherbrooke é o melhor para recolha de amostras de alta qualidade em solos argilosos moles. O amostrador Sherbrooke talha amostras com aproximadamente 250mm de diâmetro por 300 a 350mm de altura, na base de um furo de sondagem estabilizado com lama de sondagem. As principais desvantagens do método são o elevado custo e a limitação de profundidade de prospecção.

4.3 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS

Têm sido propostos vários métodos de avaliação da qualidade das amostras, ou seja o seu grau de perturbação (*sample disturbance* - SD).

Hight (1993) refere que, além da diminuição do estado de tensão efectiva médio, a perturbação induzida pelo processo de amostragem tem efeitos na forma da curva de cedência, enquanto Tavenas e Leroueil (1987) e Clayton et al. (1992), referidos por Hight e Leroueil (2003), assinalam, como consequência, a retracção da superfície de estado limite, realçando que os efeitos mensuráveis da perturbação nos ensaios laboratoriais clássicos referidos são (i) o incremento da compressibilidade durante o estágio de recompressão e (ii) a diminuição da tensão de préconsolidação, no ensaio edométrico e (iii) o incremento da deformação correspondente à resistência de pico, (iv) a diminuição da resistência de pico e (v) e o desenvolvimento de um comportamento menos frágil na fase pós pico.

Na prática, três dos métodos qualitativos de avaliação mais utilizados baseiam-se na determinação da tensão efectiva inicial (ou tensão efectiva residual) do solo após a amostragem e antes da execução de determinado ensaio, a medição da deformação durante e a reconsolidação e a medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas de corte, respectivamente.

4.3.1 Medição da tensão efectiva inicial

A determinação da tensão efectiva inicial, p'_i , (ou tensão efectiva residual, σ'_s) dos solos, tensão do solo após a amostragem e no início de ensaios laboratoriais, como forma de avaliar a qualidade da amostra foi sugerida por Ladd e Lambe (1963). O método consiste em comparar o valor de p'_i com o valor de tensão efectiva média resultante da 'amostragem perfeita', p'_s . A Figura 4.10, proposta por Clayton et al. (1992), referidos por Hight e Leroueil (2003), ilustra o modo como o aumento da poropressão e consequente redução da tensão efectiva média, p' , aumenta com os níveis de deformação impostos pela cravação do tubo amostrador, isto é, com o aumento da perturbação da amostra. De qualquer modo, só por si, a determinação de σ'_s não é suficiente para a avaliação da qualidade da amostra, uma vez que, segundo Hight e Leroueil (2003), não fornece informação acerca do grau de desestruturação eventualmente ocorrido. De facto, quando a redistribuição do teor de água ocorre no interior do tubo, e tal como se observa na Figura 4.11, as amostras de elevada qualidade podem exhibir uma redução da tensão

efectiva superior a de amostras de pobre qualidade. As amostras de pobre qualidade exibem uma maior expansibilidade devido a desestruturação e requerem uma menor redução da tensão efectiva para ‘acomodar’ o teor de água disponível. Um problema adicional na determinação de p'_i tem que ver com a capacidade do solo manter as tensões de sucção após o alívio de tensões causado pela sua extrusão do tubo porta-amostra. Para a grande maioria dos solos argilosos, a capacidade de retenção das tensões de sucção está relacionada com o tamanho dos poros.

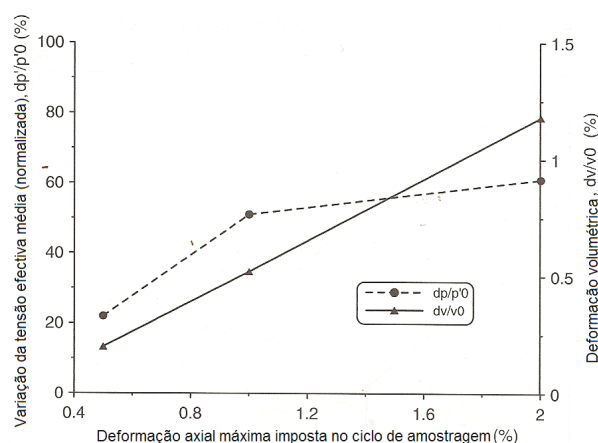


Figura 4.10 – Variações da tensão efectiva média e deformações volumétricas em função de uma simulação de amostragem com tubo amostrador e da reconsolidação das amostras segundo Clayton et al. (1992), (in Hight e Leroueil, 2003)

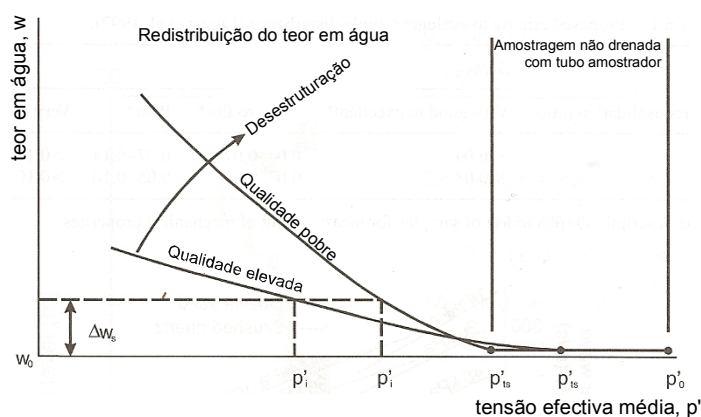


Figura 4.11 – Limitações na utilização da tensão efectiva inicial como indicativo da qualidade da amostra segundo Hight e Leroueil (2003).

Como se depreende do que atrás foi referido, a determinação de σ'_s implica a disponibilidade de dispositivos que possibilitem a medição das tensões de sucção do solo. O valor de σ'_s depende não apenas da qualidade da amostragem mas também do

tipo de solo e da sua história de tensões. Para contornar a pouca eficácia da utilização isolada do valor de σ'_s na avaliação da qualidade da amostra, alguns investigadores defendem a maior utilidade da relação entre a tensão efectiva residual com as tensões efectivas vertical ou horizontal geostáticas, ou seja, σ'_s/σ'_{v0} ou σ'_s/σ'_{h0} . No Quadro 4.4 são apresentados alguns resultados coligidos na bibliografia e apresentados por Lo Presti et al. (1999).

Quadro 4.4 – Relação σ'_s/σ'_{v0} e σ'_s/σ'_{h0} segundo vários autores (Lo Presti et al. 1999)

| σ'_s/σ'_{v0} | σ'_s/σ'_{h0} | Amostrador | Solo | Autor(es) |
|--------------------------|--------------------------|--------------------|---|-------------------------|
| 0,14 – 0,25 | - | Vários | Argila de Ariake | Tanaka et al. (1996) |
| 0,17 | - | Shelby | Argila de Bangkok | Shibuya et al. (1999) |
| 0,5 - 1 | - | Tipo Osterberg | Argila de Bangkok | Shibuya et al. (1999) |
| - | $\approx 0,8$ | Laval e Sherbrooke | Argila de Bothkennar | Hight et al. (1992) |
| - | 0,7 | Laval | Argila mole ligeiramente sobreconsolidada de Pisa | Lo Presti et al. (1999) |
| - | $\approx 0,45$ | Shelby | Argila fortemente sobreconsolidada de Augusta | Lo Presti et al. (1999) |

Como se verifica a relação σ'_r/σ'_{h0} fornece uma boa indicação do grau de perturbação, especialmente quando associada a outro tipo de informação como, por exemplo, a história das tensões. Contudo, com as possibilidades actuais da mecânica de solos experimental ao alcance da maioria dos geotécnicos, a determinação correcta de σ'_{h0} é ainda um problema não satisfatoriamente resolvido.

4.3.2 Medição da deformação durante a recompressão

Actualmente, dentre os métodos mais utilizados para a avaliação da qualidade das amostras, o mais simples e económico é o da medição da deformação volumétrica, ε_{vol} ou ε_0 , segundo Ladd e DeGroot (2003), devida à recompressão para σ'_{v0} . Segundo DeGroot et al. (2005), o método foi inicialmente proposto por Andersen e Kolstad (1979), tendo estes autores desenvolvido um sistema que atribui a qualificação das amostras desde pobres a excelentes. Posteriormente, segundo os mesmo autores, Peck e Mesri (1996) adaptaram a proposta de Andersen e Kolstad (1979) e introduziram o conceito de Designação de Qualidade da Amostra (*Specimen Quality Designation* – SQD), segundo o qual a qualidade das amostra varia da melhor para a pior desde um índice A até um

índice E, respectivamente, conforme o Quadro 4.5. Os autores do conceito sugerem que a estimativa fiável de propriedades de engenharia, tais como a tensão de pré-consolidação e a resistência não drenada requerem amostras de qualidade B ou superior.

Mais recentemente, Lunne et al. (1997) actualizaram o método de Andersen e Kolstad (1979) com o objectivo de utilizar o parâmetro $\Delta e/e_0$ medido na reconsolidação das amostras para a tensão σ'_{v0} , conforme o Quadro 4.5. A medição quer de ε_{vol} (ou $\Delta e/e_0$) é objectiva e de simples execução em provetes laboratoriais, pelo que, segundo DeGroot et al. (2005), devem ser sempre reportadas nos resultados dos ensaios de consolidação e nos ensaios de resistência ao corte consolidados não drenados.

Quadro 4.5 – Quantificação do grau perturbação da amostra

| Designação de Qualidade da Amostra (Peck e Mesri, 1996) | | Critério $\Delta e/e_0$ (Lunne et al., 1997) | | |
|---|-----|--|-------------------------------|-----------------------|
| ε_{vol} (%) | SQD | OCR = 1 – 2 $\Delta e/e_0$ | OCR = 2 – 4 $\Delta e/e_0$ | Classificação |
| < 1 | A | < 0,04 | < 0,03 | Muito boa a excelente |
| 1 - 2 | B | 0,04 – 0,07 | 0,03 – 0,05 | Boa a razoável |
| 2 - 4 | C | 0,07 – 0,14 | 0,05 – 0,10 | Pobre |
| 4 - 8 | D | > 0,14 | > 0,10 | Muito pobre |
| > 8 | E | | | |

Na Figura 4.12 está ilustrada a aplicação do parâmetro SQD para avaliar a qualidade da amostragem a partir de resultados de ensaios CRS realizados em amostras da Argila Azul de Boston de diferentes qualidades.

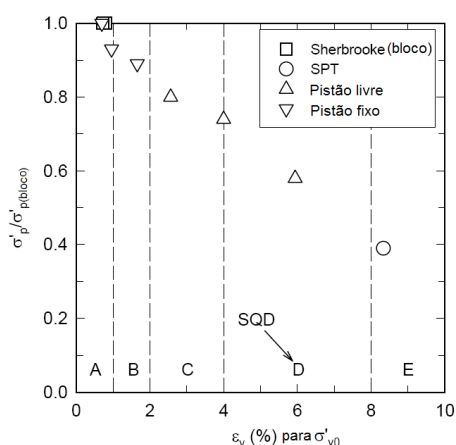


Figura 4.12 – Variação da tensão de préconsolidação de amostras (Argila Azul de Boston, OCR < 4) recolhidas com diferentes amostradores, normalizada relativamente ao valor obtido em ensaios CRS realizados em amostras recolhidas em bloco, em função da deformação necessária para atingir σ'_{v0} por reconsolidação (Hight e Leroueil, 2003)

Reitere-se que a medida da deformação durante a reconsolidação para o estado de tensões 'in situ' depende quer da qualidade da amostra quer do tipo de solo. Por outro lado, este tipo de medição é em grande medida influenciado pelo procedimento utilizado na reconsolidação, incluindo o tamanho do provete e o caminho das tensões seguido. Shibuya et al.. (1999), segundo Lo Presti et al.. (1999), verificaram, em amostras da Argila de Singapura colhidas com o amostrador Laval, que as deformações volumétricas devidas a reconsolidação para o estado de tensões 'in situ' são cerca de duas vezes superiores às deformações do mesmo solo colhido com o amostrador japonês padrão (JPN, no Quadro 4.3), do tipo Osterberg.

Lo Presti et al. (1999), baseados no trabalho de Lunne et al. (1997), realizaram ensaios de edométricos e triaxiais em amostras da Argila de Pisa recolhidas com diferentes amostradores (Laval, Osterberg e Begemann), com o objectivo de analisar a redução do índice de vazios durante a reconsolidação para a condição K_0 (com σ'_v de campo em repouso, ou seja σ'_{v0}). Os resultados constam da Figura 4.13, onde é mostrado o seu enquadramento no sistema de classificação proposto por Lunne et al. (1997).

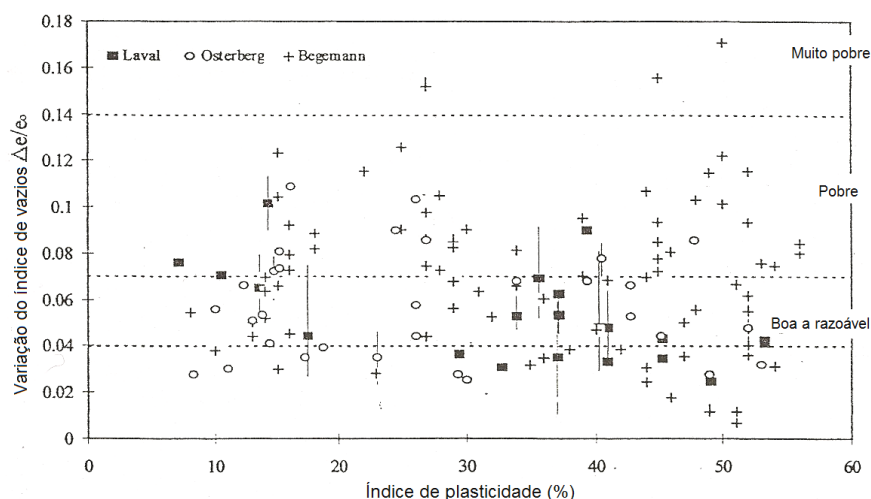


Figura 4.13 – Avaliação da qualidade das amostras para vários amostradores com base na reconsolidação para K_0 (Lo Presti et al., 1999).

Verifica-se que a maior parte das amostras recolhidas com o amostrador Laval é de qualidade desde excelente a boa e, apenas num número reduzido de casos, como de pobre qualidade. Por outro lado, o número de amostras de qualidade pobre ou muito pobre aumenta ao utilizar o amostrador Osterberg e, especialmente, o amostrador Begemann. Ao considerar os amostradores Laval e Osterberg, o parâmetro $\Delta e/\epsilon_0$ diminui com o aumento de I_p , enquanto parece não existir dependência das amostras colhidas com o amostrador Begemann relativamente ao I_p .

4.3.3 Velocidade de propagação de ondas de corte

Na prática, o método normalmente preconiza a comparação entre os valores do módulo de distorção máximo, G_0 ou $G_{m\acute{a}x}$, determinados no campo e em laboratório. Relembre-se que módulo de distorção para as muito pequenas deformações ($<10^{-5} \%$) é definido como $G_0 = \rho V_s^2$, sendo ρ a massa volúmica do solo e V_s a velocidade de propagação das ondas de corte (distorcionais), determinada no campo através de métodos sísmicos de ensaio.

Com base na análise dos resultados obtidos em vários tipos de solo e utilizando diferentes métodos sísmicos de ensaio, Toki et al. (1995) e Shibuya et al. (1996), segundo Lo Presti et al. (1995), referem que a relação expectável entre os valores de G_0 obtidos em laboratório e no campo, $G_{0(lab)}/G_{0(campo)}$, podem ser sintetizadas no gráfico da Figura 4.14.

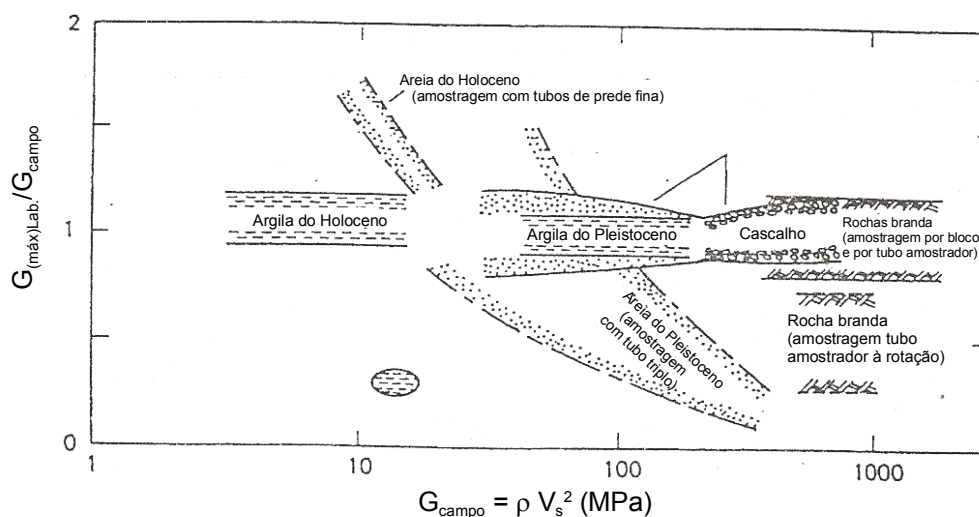


Figura 4.14 – Razão entre $G_{m\acute{a}x}$ obtido em ensaios de laboratório e G_{campo} obtido com prospecção geofísica segundo Toki et al. (1994) e Shibuya et al. (1996), (in Lo Presti et al., 1999).

Observa-se na figura que, com excepção dos solos granulares recolhidos sem o auxílio de técnicas de congelamento 'in situ', de um modo geral, o limite inferior da referida relação é de cerca de 0,8. Lo Presti et al. (1999) referem, por um lado, que o enquadramento proposto é corroborado pelos resultados obtidos por Tatsuoka et al. (1997) mas que, por outro lado, Yamamoto et al. (1998) identificaram valores mais baixos que aquele limite inferior, o que, segundo os autores, deverá estar relacionado com o facto de eventualmente terem sido consideradas amostras de má qualidade. Entretanto Lo Presti et al. (1999) relevam a necessidade de, ao comparar os valores de G_0 de laboratório e de campo, deverem ser considerados cuidadosamente alguns aspectos,

nomeadamente o facto de (i) nos ensaios de campo 'cross-hole', a velocidade de propagação das ondas de corte usualmente medida corresponder a ondas propagadas na direcção horizontal com movimento associado das partículas na direcção vertical, (ii) nos ensaios de fundo de furo (*down-hole tests*) a direcção de propagação ser subvertical com movimento associado das partículas horizontal. Deste modo, o valor de $G_{0(\text{campo})}$, frequentemente obtido em ensaios sísmicos realizados com recurso à furação, é um módulo de distorção referente ao plano vertical, ou seja G_{hv} ou G_{vh} , sendo que, num meio contínuo $G_{hv}=G_{vh}$. Em laboratório, o parâmetro G_{vh} podem ser obtidos mediante a realização de ensaios de coluna ressonante (RCT), ensaios de corte torsional (TST) ou através da medição da velocidade de propagação das ondas de corte utilizando os denominados 'bender elements' (BET).

Lo Presti et al. (1999), baseados na experiência e nos trabalhos de outros investigadores por si referidos (Stokoe et al., 1991; Jamiolkowski e Lo Presti, 1991; Bellotti et al., 1996, Fioravante et al., 1998), entendem que é recomendável que os valores de G_{vh} obtidos no campo sejam comparados com os valores obtidos em ensaios RCT, TST e BET adequadamente conduzidos sobre amostras reconsolidadas para o estado de tensão geostático do maciço em estudo.

4.4 CONCLUSÕES

Devido ao facto de serem realizados em amostras de pequena dimensão, os ensaios geotécnicos de laboratório envolvem condições de fronteira e de drenagem razoavelmente bem conhecidas e controladas, pelo que na maioria das vezes, é possível proceder racionalmente à sua interpretação. Porém, as denominadas amostras indeformadas apresentam sempre um certo grau de perturbação, constituindo este facto, na opinião de muitos investigadores, uma das principais limitações dos ensaios de laboratório relativamente aos ensaios de campo. O grau de perturbação das amostras depende fundamentalmente das técnicas de amostragem utilizadas.

Ao longo do presente capítulo foram revistas algumas das técnicas e equipamentos de amostragem que melhor se adequam à recolha de amostras ditas indeformadas de solos moles predominantemente argilosos. As recomendações vão no sentido de que nesse tipo de solos sejam utilizados tubos amostradores de parede fina e de grande diâmetro ($\geq 76\text{mm}$), providos de mecanismos para a retenção da amostra no seu interior, com ângulo do bisel suave (entre cerca de 5° a 10° , dependendo da rigidez do solo), com baixo índice

de área ($C_a < 10\%$) e preferencialmente sem folga interior ($C_i \approx 0$). Nos solos argilosos moles é também importante operar com o pré-furo estabilizado com lamas de sondagem e garantir a limpeza do fundo do furo.

Embora não seja uma prática tão generalizada quanto desejável, a estimativa do grau de perturbação das amostras, ou seja, a avaliação da sua qualidade possibilita uma análise mais crítica na selecção dos parâmetros para o cálculo geotécnico. Três dos métodos qualitativos de avaliação mais utilizados têm por base a determinação da tensão efectiva inicial (ou tensão efectiva residual), a medição da deformação durante a reconsolidação e a medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas de corte. Importa salientar que no método de medição das ondas de corte, os valores obtidos em laboratório costumam ser comparados com os valores medidos com prospecção sísmica de campo. As amostras devem ser reconsolidadas para o estado de tensão 'in situ', dada a dependência de V_s relativamente ao estado de tensão e, a propagação das ondas em laboratório deve realizar-se na mesma direcção que no campo, com os mesmos plano de polarização e frequências do sinal sísmico.

CAPÍTULO 5

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA POR ENSAIOS DE CAMPO

5.1 INTRODUÇÃO

São notáveis os desenvolvimentos que, ao longo das últimas décadas, vêm sendo registados no âmbito da caracterização geotécnica por ensaios *in situ*. Tais progressos são notórios ao nível da qualidade dos equipamentos, fiabilidade nos dados adquiridos e dos métodos de análise e da interpretação, o que na prática da engenharia traduz-se na disponibilização de parâmetros de maior qualidade para o projecto geotécnico. Têm sido fundamentais os contributos advindos dos avanços nas áreas das ciências e das engenharias como por exemplo a engenharia mecânica, a electrónica, a informática e as comunicações. Paralelamente, nas diferentes regiões do mundo as várias comunidades geotécnicas têm estado empenhadas na normalização dos procedimentos de execução dos ensaios e na organização regular de eventos técnico-científicos, como por exemplo o *Internacional Site Characterization (ISC)*, dedicados à apresentação e discussão da aplicação de técnicas já consagradas bem como dos novos desenvolvimentos.

A combinação entre métodos que envolvem técnicas diferentes de ensaio deu origem aos designados ensaios combinados. São exemplos o SCPTu e, mais recentemente, o SDMT, que combinam o ensaio mecânico de penetração estática CPTu (piezocone) e o ensaio com dilatómetro plano (dilatómetro de Marchetti), respectivamente, com um método geofísico de prospecção, nomeadamente o método sísmico. É de fácil entendimento a amplificação do potencial de caracterização associado a estes tipos de ensaio, principalmente se se tiver em conta que, apesar da maior complexidade, alguns deles são, ainda assim, economicamente competitivos.

Entretanto, e principalmente, a interpretação teórica dos ensaios de campo continua a ser uma tarefa de grande complexidade, devido a diversos factores que, segundo Wroth (1984), podem ser de duas categorias diferentes: os que são devidos ao comportamento dos solos e os que são devidos ao tipo de ensaio. Dada a sua conceptualização e modo de execução, alguns ensaios são mais susceptíveis a uma interpretação teórica (racional) de tal modo que, como refere Schnaid (2006), actualmente, a caracterização a partir da interpretação de ensaios *in situ* é feita a partir de recomendações que vão desde as de natureza eminentemente empírica até as mais sofisticadas envolvendo a compreensão, em cada caso, do comportamento reológico dos geomateriais e a modelação numérica. O mesmo autor refere que à caracterização por ensaios de campo são colocados desafios múltiplos, tais como: (i) avaliar a aplicabilidade das abordagens empíricas e teóricas consagradas de forma a estender a experiência adquirida, nas “clássicas” areias e argilas, a outros geomateriais; (ii) desenvolver métodos de interpretação capazes de

incorporar, se necessário, novos modelos constitutivos e (iii) coligir dados que justifiquem a aplicabilidade dos métodos de interpretação propostos aos projectos de engenharia. Neste sentido, é fundamental, num primeiro momento, haver a capacidade de identificar o potencial de aplicabilidade das técnicas existentes, tarefa que exige um julgamento crítico para que daí resultem modelos do subsolo e parâmetros geotécnicos apropriados.

É grande a variedade de ensaios disponíveis no mercado e as técnicas e/ou métodos correspondentes podem ser genericamente divididas em dois grupos principais (Schnaid, 2005):

- Ensaio não destrutivo ou semi-destrutivo; executados com perturbação mínima da estrutura do solo e pequena modificação da tensão efectiva média durante o processo de instalação. São exemplos as técnicas sísmicas, as sondas pressiométricas auto-perfurantes e os ensaios de carga em placa. Geralmente existe um conjunto de ferramentas disponíveis para uma rigorosa interpretação dos dados, assumindo algumas hipóteses simplificadoras.
- Ensaio destrutivo (invasivo); com perturbação inerente imposta pela penetração ou instalação do equipamento no terreno. Aqui incluem-se, entre outros, o SPT, o CPT, o FVT, o PMT e o DMT. São ferramentas robustas, de fácil operação e relativamente económicas, mas os mecanismos de instalação afiguram-se, muitas vezes, algo complicados, pelo que só em alguns casos é possível uma interpretação rigorosa.

No Quadro 5.1 é apresentado um resumo da informação mais importante tendo em conta os ensaios executados de forma mais ou menos comum e as respectivas aplicações mais frequentes. Repare-se que, por exemplo, os ensaios *Cross hole* (medições de ondas sísmicas entre furos) CHT, e o *Downhole test* (medições de ondas sísmicas em profundidade) DHT, são definidos, em Geofísica, como métodos intrusivos visto serem geralmente executados em furos de sondagem. Porém a propagação das ondas sísmicas faz-se pelo interior de um volume de solo não perturbado pela instalação do equipamento, o que, do ponto de vista geomecânico, sugere um tipo de ensaio *não* destrutivo em contraponto às técnicas penetrométricas invasivas, para as quais a interpretação é relativamente mais sensível à zona de corte (perturbada) criada em redor da ponteira cónica (CPT) ou da lâmina dilatométrica (DMT), por exemplo.

Uma vez que o comportamento dos geomateriais é complexo, a ênfase da investigação actual tem sido colocada na sua correlação com propriedades mecânicas resultantes da

combinação de diferentes sensores colocados num único equipamento, geralmente resultante da combinação técnicas não destrutivas e invasivas (Schnaid, 2005).

Quadro 5.1 – Técnicas comerciais de ensaios de campo (adaptado de Schnaid, 2005)

| Categoria | Ensaio | Sigla | Medições | Aplicações comuns |
|---|--|--------------------------|---|--|
| Ensaio não destrutivos ou semi-destrutivos | Ensaio geofísicos: Refracção sísmica Ondas de superfície Ensaio <i>Cross-hole</i> Downhole | SR SASW CHT DHT | Ondas P a partir da superfície Ondas R a partir da superfície Ondas S e P em furos Ondas P e S em profundidade | Caracterização do subsolo; Módulo de distorção máximo, G_0 |
| | Ensaio pressiométricos: Em pré-furo Autoperfurador | PMT SBPT | G, Curva $\Psi:\varepsilon$ G, Curva $\Psi:\varepsilon$ | Módulo de distorção, G Resistência ao corte Tensão horizontal <i>in situ</i> Propriedades da consolidação |
| | Ensaio de carga em placa | PLT | Curva $L:\delta$ | Rigidez e resistência |
| Ensaio destrutivos | Penetrométrico estático: Eléctrico Piezocone | CPT CPTu | q_c, f_s q_c, f_s, u | Perfil do subsolo Resistência ao corte Densidade relativa Propriedades da consolidação |
| | Penetrométrico normalizado (energia controlada) | SPT | N_{SPT} | Perfil do subsolo Ângulo de resistência ao corte, ϕ' |
| | Dilatométrico (plano) | DMT | p_0, p_1 | Rigidez Resistência ao corte |
| | Corte rotativo (molinete) | FVT | Torque | Resistência não drenada, C_u |
| Ensaio combinados (destrutivos+ não destrutivos) | Cone pressiométrico | CPMT | $q_c, f_s, (+u)$, G, Curva $\Psi:\varepsilon$ | Perfil do subsolo Módulo de distorção, G Resistência ao corte Propriedades da consolidação |
| | Cone sísmico | SCPT | $q_c, f_s, V_p, V_s, (+u)$ | Perfil do subsolo Resistência ao corte Módulo de distorção máximo, G_0 Propriedades da consolidação |
| | Cone resistímetro | RCPT | q_c, f_s, ρ | Perfil do subsolo Resistência ao corte Porosidade |
| | Dilatómetro sísmico | SDMT | p_0, p_1, V_p, V_s | Rigidez (G e G_0) Resistência ao corte |

5.2 ENSAIOS REALIZADOS

De seguida, são feitas referências aos equipamentos e ao modo de execução dos principais ensaios de campo realizados no âmbito do presente trabalho, nomeadamente o FVT, o CPTu, o SCPT e o DMT.

5.2.1 Ensaio de molinete (FVT)

O ensaio de corte rotativo 'in situ' (Field Vane Test – FVT - na literatura anglo-saxónica), é também frequentemente designado por ensaio de molinete, ensaio de palheta ou ensaio cissiométrico. É tradicionalmente aplicado à determinação da resistência não-drenada, c_u , de solos argilosos e argilo-siltosos preferencialmente moles e saturados.

O ensaio foi desenvolvido na Suécia, em 1919, por John Olson, tendo sofrido desenvolvimentos nos finais da década de 40 do século XX (Carlsson, 1948; Skempton, 1948; Cadling e Odenstad, 1948) – referidos por Schnaid (2006) –, assumindo a forma utilizada actualmente.

A avaliação de c_u faz-se a partir da resistência do solos à rotação no seu interior de um conjunto de pás rígidas (molinete) previamente cravadas no ponto onde se pretende fazer a determinação. O ensaio é executado com recurso a uma haste metálica rigidamente ligada numa das extremidades ao molinete. Na outra extremidade da haste, situada à superfície do terreno, é então aplicado um momento torsor, o qual tende a fazê-la rodar, arrastando consigo o conjunto de pás. Este momento é equilibrado pelo momento desenvolvido na superfície demarcada pelo contorno exterior do molinete, devido às reacções do solo ao corte. Ao aumentar o momento torsor aplicado atinge-se a rotura do solo (valor de pico) que se manifesta por uma diminuição brusca da força aplicada. De seguida verifica-se uma estabilização do momento, inferior ao máximo mas não nulo (valor residual). A dedução da resistência ao corte baseia-se no conhecimento da geometria da superfície atrás referida e do valor do momento aplicado. Como o corte é realizado de forma relativamente rápida, não havendo tempo para que haja drenagem, o ensaio pode considerar-se que o ensaio é realizado em condições não-drenadas.

O ensaio pode ser realizado com ou sem perfuração prévia, implicando a utilização de equipamentos de instalação diferentes. Existem também molinetes com geometrias diferentes, bem como diferentes equipamentos de aplicação e medição do torque. A Figura 5.1 mostra os esquemas de alguns dos equipamentos utilizados no ensaio e a geometria da superfície potencial do corte.

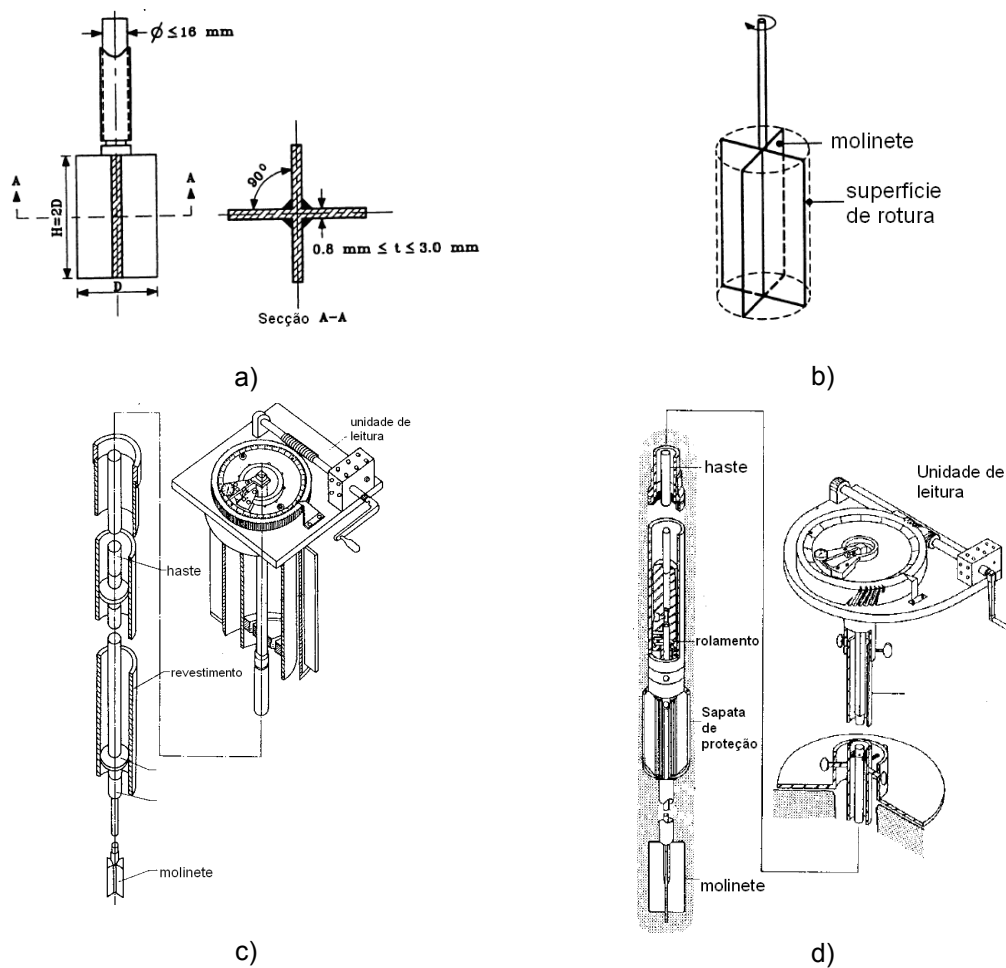


Figura 5.1 – Ensaio de molinete (a) geometria do molinete recomendado pelo EC7; (b) superfície de rotura assumida pelo EC7; (c) equipamento para ensaios com perfuração prévia (Ortigão e Collet, 1988); (d) equipamento para ensaios sem perfuração prévia (Ortigão e Collet, 1988).

Quanto à execução, o ensaio encontra-se actualmente normalizado, por exemplo, pela norma norte-americana ASTM D-2573-01 e é recomendado pelo EC7 no projecto geotécnico assistido por ensaios de campo. O EC7 estipula que as dimensões do molinete ($D \times H$) deverão oscilar entre $40 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$, no mínimo, e $100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$, no máximo, recomendando seja sempre assegurada a condição de $H = 2D$. Em regra, os ensaios deverão ser executados com uma distância entre pontos de pelo menos 2m em planta, enquanto, em profundidade, é recomendável que se sejam executados a 0, 5m abaixo da superfície do terreno ou 5 vezes o diâmetro de um pré-furo, devendo a distância entre ensaios nunca ser menor do que 0,5 m. No caso dos ensaios sem furação prévia, durante a cravação, com o molinete recolhido no interior do invólucro de

protecção, este só deve ser conduzido até uma profundidade de 5 vezes o diâmetro do molinete, sendo o último troço de cravação executado com molinete livre. Os ensaios realizados no interior de pré-furos são mais susceptíveis a erros devido aos atritos mecânicos e à translação das pás. A perfuração prévia (normalmente com diâmetro de 75 mm) deve ser executada preferencialmente com revestimento para evitar o colapso das paredes do furo. Seguidamente, o conjunto molinete-espaçadores-varas é introduzido até ao fundo do furo com subsequente cravação do molinete no interior do solo, sem qualquer rotação, a uma profundidade nunca inferior a 5 vezes o diâmetro do molinete. Após a cravação procede-se de imediato à rotação do molinete.

Em qualquer dos modos de execução (com ou sem perfuração prévia), o intervalo de tempo máximo admitido entre o fim da cravação do molinete e o início da sua rotação é de 5 minutos. Para determinar a resistência residual (c_{ur}), imediatamente após a aplicação do torque máximo, deverão ser efectuadas no mínimo 10 revoluções completas das pás, antes de se voltar a aplicar e medir o torque (Rodrigues, 2004).

Tal como está concebido, o ensaio é passível de uma interpretação analítica, assumindo uma superfície de rotura cilíndrica e, como será referido mais adiante, serve de referência a outras técnicas e metodologias, cuja interpretação requer a adopção de correlações semi-empíricas.

5.2.2 Ensaio com o piezocone (CPTu)

O ensaio de penetração estática com o piezocone (CPTu), ilustrado na Figura 5.2, consiste na cravação de uma ponteira cónica a uma velocidade constante normalizada de 2 cm/s. A secção transversal do cone é normalmente de 10 cm², podendo atingir 15 cm² para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. O piezocone incorpora células de carga instrumentadas electricamente que permitem a medição dos esforços necessários para cravar a ponta cónica, q_c , o atrito lateral, f_s , bem como a monitorização contínua das poro-pressões durante a cravação. A aquisição dos dados, visualização e armazenamento é feita automaticamente, à superfície, com o recurso a equipamento informático. Lunne et al. (1997) e Schnaid (2000), por exemplo, apresentam uma descrição mais pormenorizada sobre a geometria do piezocone, os sistemas e equipamentos de cravação e os procedimentos do ensaio.

Os procedimentos de execução constam de documentos normativos, como a norma norte-americana ASTM D-5778-95, ou podem ainda obedecer às recomendações

apresentadas pelo Comité Técnico TC16 da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE).

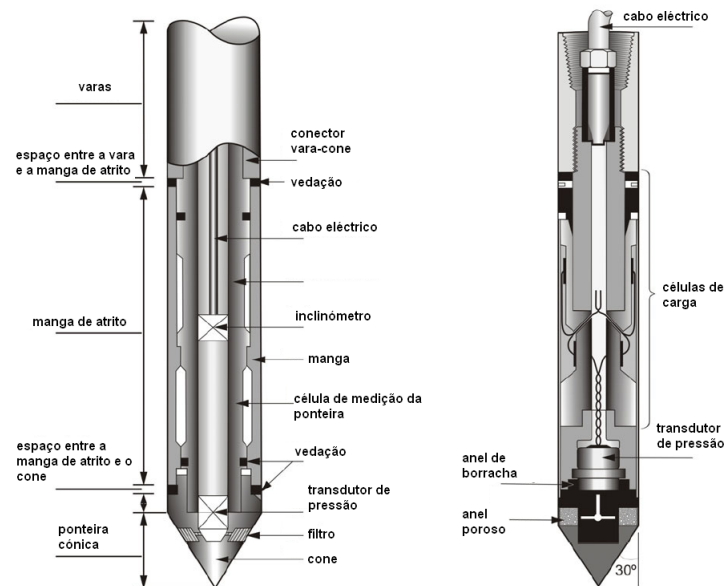


Figura 5.2 – Ilustração da geometria típica de um piezocone (adaptado de Schnaid, 2006)

O ensaio é também recomendado pelo EC7, na parte dedicada ao projecto geotécnico assistido por ensaios de campo.

5.2.3 Ensaio com o piezocone sísmico

Foram incorporados geofones e/ou acelerómetros à ponteira cônica com o objectivo de medir a velocidade de propagação de ondas sísmicas compressionais (ondas P) e distorcionais (ondas S) geradas a partir de uma fonte sísmica colocada à superfície do terreno. Com esta técnica de ensaio, cuja solicitação dos maciços se situa na gama das muito pequenas deformações, os principais parâmetros derivados para o cálculo geotécnico, indexados à rigidez dos solos, são os módulos máximos distorcional, G_0 , e constrangido, M_0 .

As versões mais recentes de cones sísmicos resultam de desenvolvimentos do modelo originalmente desenvolvido na Universidade de British Columbia pela equipa do Prof. Campanella (Campanella et al., 1986; Robertson et al., 1986), ilustrado na Figura 5.3. Na

mesma figura estão também representadas, de forma esquemática, as condições experimentais envolvidas no SCPT.

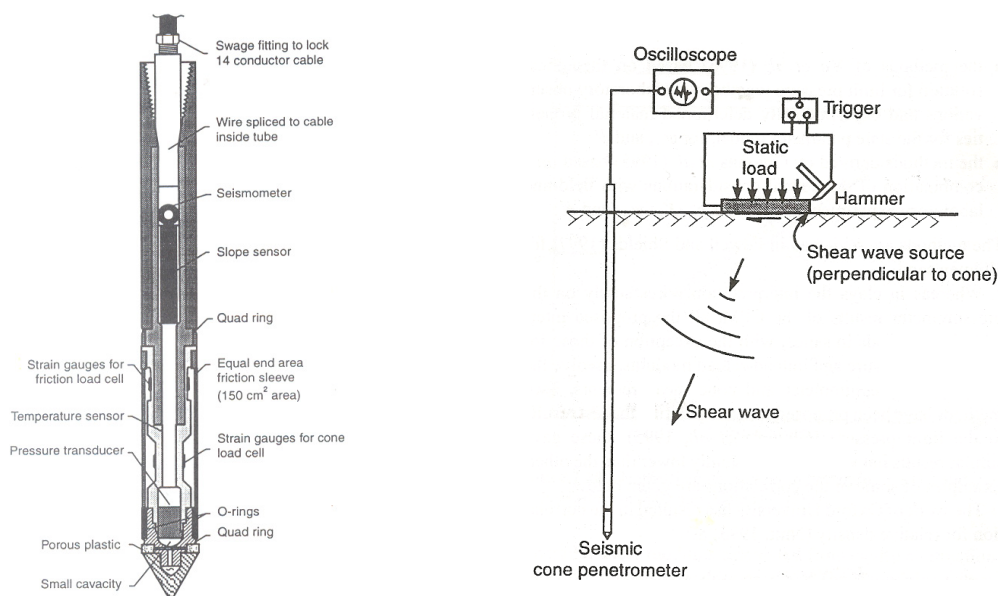


Figura 5.3 – O cone sísmico desenvolvido da Universidade de British Columbia (*in* Lunne et al., 1997)

Durante a fase de penetração medem-se os valores de q_c , f_s e u , sendo, igualmente, monitorizada a inclinação da ponteira cônica. O processo de penetração é interrompido às profundidades desejadas (normalmente de metro a metro) para realização dos ensaios sísmicos. As ondas geradas com recurso a uma fonte sísmica situada à superfície do terreno são detectadas, em profundidade, pelos geofones/acelerómetros colocados no interior da ponteira cônica. Com o auxílio de um osciloscópio, faz-se o registo da informação. A fonte sísmica é frequentemente constituída por uma barra de madeira, sendo a perturbação sísmica provocada pelo impacto de um martelo sobre pontos estratégicos da barra com o intuito de gerar preferencialmente ondas P e ondas S polarizadas. A análise e interpretação dos sismogramas obtidos permitem a determinação das velocidades de propagação das ondas sísmicas.

5.2.4 O ensaio com o dilatómetro plano (DMT)

O ensaio com o dilatómetro de plano de Marchetti (DMT) foi introduzido em Itália, em 1975, pelo professor Silvano Marchetti e desde o início da década de oitenta do século vinte tem se estabelecido como uma ferramenta incontornável na caracterização

geotécnica, especialmente na América do Norte. O dilatómetro plano é constituído por uma lâmina de aço inoxidável equipada com uma membrana de aço muito fina numa das suas faces. O ensaio consiste na cravação (preferencialmente estática) da lâmina dilatométrica no terreno. A lâmina é ligada a uma unidade de controlo e medição de pressão, localizada à superfície, através de um tubo electro-pneumático condutor de gás pressurizado. A pressão do gás é utilizada para expandir a membrana de aço (diafragma) no interior da massa de solo. Em regra, o ensaio é realizado a cada 20 cm de penetração. A Figura 4.4 ilustra os esquemas do equipamento e modo de execução do ensaio.

Os procedimentos para a execução do ensaio constam da norma internacional ISO/TS 22476-11:2005. Os procedimentos e os equipamentos do ensaio encontram-se detalhadamente descritos no relatório do Comité Técnico TC16 da ISSMGE «The DMT in Soil Investigations» e é recomendado pelo EC7, na parte dedicada ao projecto geotécnico assistido por ensaios de campo.

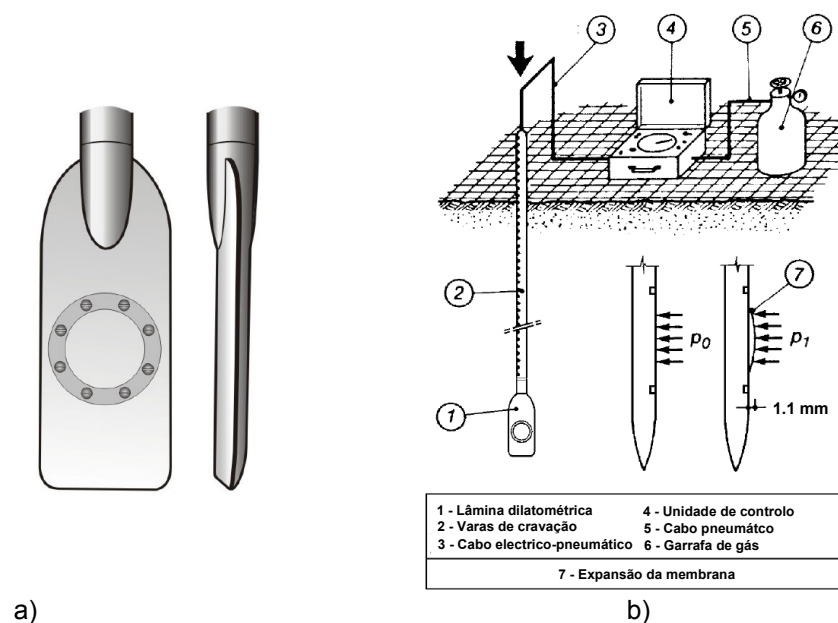


Figura 5.4 – Dilatómetro plano de Marchetti; (a) Esquema da lâmina dilatométrica (Schnaid, 2005); (b) Esquema da execução do ensaio (Marchetti et al., 2001)

No decurso do ensaio, durante a expansão da membrana são efectuadas as leituras das pressões correspondentes a deslocamentos da membrana de 0,05 e 1,10 mm (leituras A e B), que dizem respeito às pressões de ensaio, p_0 e p_1 . É possível ainda efectuar uma terceira leitura (leitura C) correspondente à pressão interna no diafragma durante a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento

correspondente à pressão A – pressão p_2 . No início e no final de cada ensaio são efectuadas duas leituras, ΔA e ΔB , que correspondem às leituras A e B na situação de não confinamento (calibração ao ar), as quais são posteriormente necessárias para a correcção das leituras do ensaio devido à rigidez da membrana. No início do ensaio anota-se o valor Z_M que corresponde ao desvio do zero do manómetro de medição da pressão.

As pressões p_0 , p_1 e p_2 são determinadas através das seguintes expressões:

$$p_0 = 1,05 (A - Z_M + \Delta A) - 0,05 (B - Z_M - \Delta B) \quad [5.1]$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad [5.2]$$

$$p_2 = C - Z_M - \Delta A \quad [5.3]$$

Com base nas pressões p_0 , p_1 e p_2 , Marchetti (1980) definiu três índices – o índice de material, I_D ; o módulo dilatométrico, E_D e o índice de tensão horizontal, K_D , cujas expressões são as seguintes:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad [5.4]$$

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_0) \quad [5.5]$$

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_v} \quad [5.6]$$

5.3 INTERPRETAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO

São reconhecidas as dificuldades na interpretação dos ensaios de campo, particularmente na avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência. Jamiolkowsky et al. (1985) apontam como as principais fontes de incertezas seguintes:

- Com excepção do ensaio com pressiómetro auto-perfurador (SBPT) e de alguns ensaios geofísicos, todos os outros ensaios de campo consagrados na prática geotécnica configuram problemas de valores de fronteira complexos, o que impõe grandes dificuldades à sua interpretação teórica;
- Durante os ensaios, as condições de drenagem são frequentemente mal conhecidas, não sendo como tal possível determinar com rigor as condições não-drenadas, parcialmente drenadas ou drenadas do ensaio;
- Frequentemente o volume de solo envolvido na zona de ensaio é submetido a trajectórias de tensões efectivas muito diferentes daquelas que são relevantes ao problema em apreço. Neste caso, o comportamento tensão-deformação observado dependente da trajectória das tensões efectivas, pode reflectir o comportamento anisotrópico e elastoplástico do solo;
- Devido ao pronunciado comportamento não-linear dos solos, mesmo para deformações modestas torna-se difícil fazer a ligação entre o comportamento tensão-deformação medido nos ensaios de campo e os níveis das tensões ou deformações relevantes à solução de um problema concreto de dimensionamento.

Apesar de ser ainda considerável o grau empirismo e as assumpções simplificadoras consubstanciadas na interpretação dos resultados, é indiscutível o papel fundamental desempenhado pelos ensaios de campo na caracterização dos geomateriais.

Actualmente, a investigação vai no sentido da busca de metodologias interpretativas assentes numa base racional, preferencialmente teórica ou, em alternativa, semi-empírica, conferindo assim um maior grau de confiança nos parâmetros derivados. A este propósito, merece referência o trabalho de Yu (2004), que reviu alguns dos desenvolvimentos mais recentes, caracterizados pela aplicação das leis da mecânica dos meios contínuos e da mecânica dos meios particulados à interpretação dos resultados dos ensaios de campo CPT/CPTu, SBPT, CPMT e DMT e o trabalho de Schnaid (2005) centrado na compreensão e avaliação do comportamento tensão-deformação-tempo e da resistência dos solos no seu estado natural, dando relevo a alguns dos ensaios e métodos de interpretação mais recentes, capazes de avaliar as propriedades dos solos afectadas pela microestrutura, a não linearidade da rigidez, a anisotropia das grandes e das pequenas deformações, a alteração e desestruturação, as características da consolidação e a dependência da taxa de deformação.

De seguida, são feitas referências aos principais aspectos do estado actual do conhecimento relativo aos ensaios realizados no âmbito do presente trabalho, designadamente o FVT, o CPTu, o SCPT e o DMT. A abordagem compreende os aspectos principais da parametrização, designadamente em termos da classificação dos solos, avaliação da história e do estado das tensões, da resistência ao corte, da deformabilidade/rigidez, das características da consolidação e condutividade hidráulica. Antes, porém, importa realçar que a interpretação de um determinado tipo de ensaio requer a análise do respectivo problema de fronteira e a adopção de hipóteses simplificadoras concernentes à geometria, às condições de fronteira, ao comportamento reológico do solo e às condições de drenagem.

5.3.1 Estratificação e classificação de solos

Dentre os ensaios realizados, apenas o CPTu e o DMT apresentam sistemas de classificação (e comportamento) de solos, baseados nos parâmetros derivados, cuja aplicação se tem revelado razoavelmente satisfatória na prática geotécnica.

5.3.1.1 Classificação pelo CPTu

Os sistemas de classificação de solos evoluíram desde propostas iniciais de Sanglerat (1972) passando por Douglas e Olsen (1981) e Robertson e Campanella (1983) – baseados no CPT – até propostas como as de Jones e Rust (1982), Baligh et al. (1980), Senneset e Janbu (1985), Robertson et al. (1986), Robertson (1990), e Jefferies e Davis (1991), tendo já em consideração as medidas das poropressões (Lunne et al., 1997).

Na base dos vários sistemas está constatação pelos autores de que os solos granulares tendem a apresentar elevadas resistências à penetração da ponteira cónica e reduzidas razões atríticas, enquanto os solos argilosos (em especial as argilas moles) apresentam normalmente baixas resistências à penetração do cone e elevadas razões de atrito. Verifica-se também que os solos sensíveis evidenciam frequentemente baixas resistências à penetração da ponteira cónica e valores reduzidos da razão atrítica, enquanto os solos sujeitos a elevadas tensões horizontais tendem a apresentar elevadas resistências de ponta e elevadas razões atríticas.

Posteriormente foi observado que, apesar dos cuidados na execução do ensaio e das correcções dos efeitos das poropressões existe uma maior imprecisão nas medições do atrito lateral comparativamente às medições da resistência de ponta e da poro-pressão. Tal facto originou o desenvolvimento de sistemas de classificação baseados fundamentalmente: (i) na resistência de ponta corrigida dos efeitos da poropressão que actua em áreas desiguais da geometria do cone; (ii) no atrito lateral; (iii) em parâmetros derivados das poropressões medidas. Não havendo, no âmbito do presente trabalho, o objectivo de uma análise detalhada sobre cada um dos sistemas de classificação referidos, far-se-á de seguida uma referência resumida sobre alguns dos mais importantes.

Douglas e Olsen (1981), segundo Lunne et al. (1997), apresentaram a primeira proposta baseada em resultados com o CPT eléctrico, cuja representação gráfica corresponde a Figura 5.5. As zonas definidas na carta utilizam a mesma simbologia da Classificação Unificada de Solos dando ainda indicações sobre o índice de liquidez e o coeficiente de impulso em repouso bem como sobre a sensibilidade e a maior ou menor natureza metaestável dos solos arenosos.

Robertson et al. (1986) e Campanella e Robertson (1988), segundo Lunne et al. (1997) apresentaram os primeiros sistemas de classificação que têm em consideração a resistência de ponta corrigida dos efeitos da poropressão, q_T :

$$q_T = q_c + u_2(1 - a) \quad [5.7]$$

em que o parâmetro 'a', denominado por razão de áreas do cone ou coeficiente de desigualdade de área (Rodrigues, 2005). O gráfico correspondente ao sistema de classificação está representado na Figura 5.6.

As áreas numeradas separam os solos em 12 tipos diferentes de solos com correspondentes comportamentos associados. Nota-se também a introdução do parâmetro B_q das poropressões definido como:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_T - \sigma_{v0}} \quad [5.8]$$

sendo u_2 a poro-pressão medida na base da manga de atrito, u_0 a pressão hidrostática e σ_{v0} a tensão vertical 'in situ'.

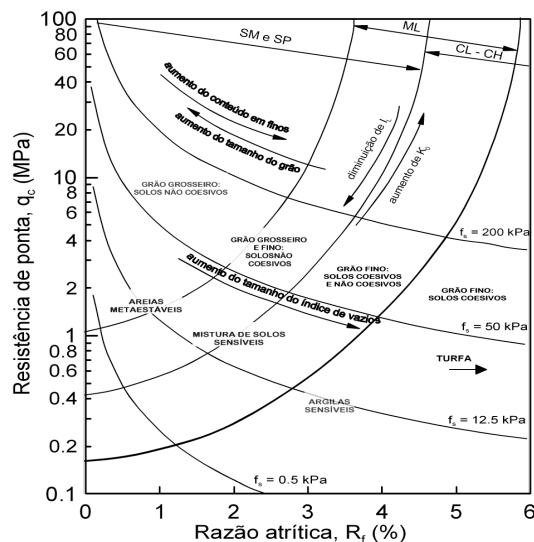


Figura 5.5 – Sistema de classificação de solos proposto por Douglas e Olsen (1981), (adaptado de Lunne et al., 1997).

Verifica-se que B_q pode tomar valores negativos em resultado do desenvolvimento de poro-pressões negativas durante a cravação do cone. Os dois gráficos não são necessariamente complementares pois, nalguns casos, os mesmos solos são projectados em zonas diferentes dos gráficos $q_T:R_f$ e $q_T:B_q$. Em situações deste tipo, os autores recomendam o estudo das dissipações das poropressões para clarificar a opção. A esta limitação, Fellenius e Eslami (2000) e Eslami e Fellenius (2004) acrescentam o facto de na equação [5.8] B_q ser uma função inversa de q_T e, deste modo, a representação gráfica de B_q proposta representar a projecção de dados em função dos seus próprios valores ($B_q:q_T$), o que conflitua com os princípios gerais de uma representação gráfica da qual se pretende tirar conclusões sobre o tipo e comportamento dos solos.

É também reconhecida a limitação dos sistemas baseados em q_T e R_f , das quais resultam variações na classificação de um mesmo solo devido ao crescimento resistência à penetração do cone que se verifica com o aumento da profundidade. Este crescimento, de q_t , f_s e de u , está relacionado com aumento da tensão de confinamento com a profundidade. Desde modo, Wroth (1988), segundo Lunne et al. (1997), propôs atenuar o referido efeito perturbador na classificação recorrendo à normalização dos parâmetros

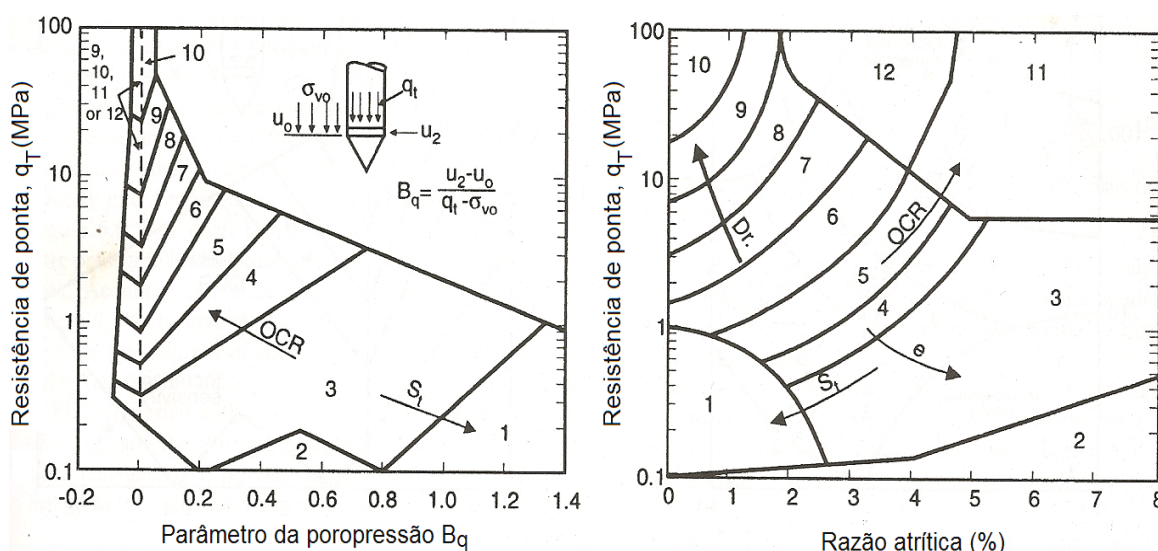
derivados das leituras penetrométricas, passando a utilizar-se, além do parâmetro B_q , os seguintes parâmetros:

- Resistência de ponta normalizada, Q_T :

$$Q_T = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad [5.9]$$

- Razão de atrito normalizada, F_R :

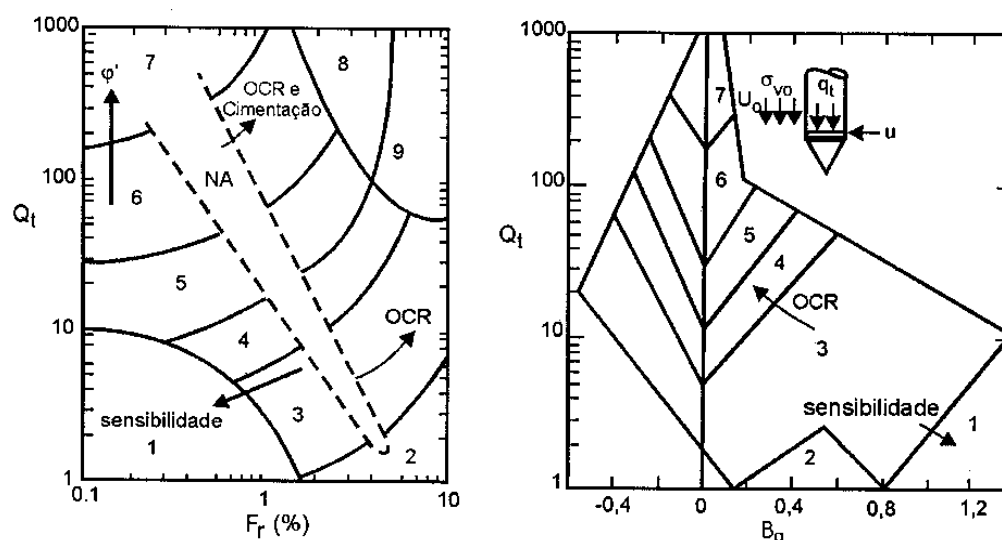
$$F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad [5.10]$$



1. Solos finos sensíveis; 2. Solos orgânicos; 3. Argilas; 4. Argilas siltosas a argilas; 5. Siltes argilosos a siltes; 6. Siltes arenosos a siltes argilosos; 7. Areias siltosas a siltes arenosos; 8. Areias a areias siltosas; 9. Areias; 10. Areias a areias cascalhentas; 11. Solos finos muito rijos; 12. Areias a areias argilosas sobreconsolidadas ou cimentadas

Figura 5.6 – Sistema de classificação proposto por Robertson et al. (1986).

Robertson (1990), com base nos parâmetros normalizados obtidos de uma extensa base de dados de resultados de ensaios CPTu, propôs o sistema tridimensional representado na Figura 5.7 que, em certa medida, pode ser entendido como um refinamento do sistema de Robertson et (1986). As áreas numeradas correspondem a classificação dos solos em 9 tipos de comportamento.



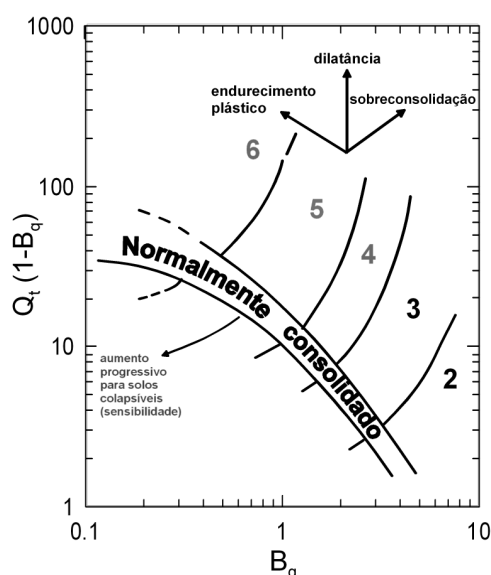
1. Solos finos sensíveis; 2. Solos orgânicos e turfas; 3. Argilas (argilas a argilas siltosas); 4. Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos); 5. Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos); 6. Areias (areias siltosas a areias limpas); 7. Areias a areias com cascalho; 8. Solos finos muito rijos; 9. Solos finos muito rijos sobreconsolidados ou cimentados

Figura 5.7 – Sistema de classificação tridimensional de Robertson (Robertson, 1990).

Este é muito provavelmente o sistema mais utilizado na actualidade, não obstante Robertson (1990) realçar o seu carácter primordialmente indicativo sobre a classificação e que outros factores, nomeadamente a histórias das tensões, a sensibilidade, a rigidez, o «macrofabric», a mineralogia e o índice de vazios desempenham um papel importante para uma classificação mais rigorosa.

Fellenius e Eslami (2000) e Eslami e Fellenius (2004) referem que tendo sido introduzida a normalização para compensar a dependência da resistência à penetração do cone em relação à tensão vertical sobrejacente, alguns aspectos merecem ainda particular atenção. A tensão efectiva a uma determinada profundidade depende do peso volúmico do solo e, de forma mais acentuada, da distribuição da poro-pressão com a profundidade. Ora, no caso de depósitos estratificados, alternando entre solos soltos e compactos (com o peso volúmico a poder variar entre 14 e 21 kN/m³, por exemplo) e/ou havendo percolações ascendentes ou descendentes em consequência do estabelecimento de gradientes hidráulicos, a normalização pode se tornar uma tarefa bastante complexa. Jamiolkowski e Robertson (1988), segundo Lunne et al. (1997), referem que em rigor qualquer normalização para ter em conta o incremento da tensão deverá também contabilizar os efeitos da variação das tensões horizontais, dada a reconhecida influência das tensões horizontais efectivas sobre a resistência à penetração do cone.

Acontece com alguma frequência que os mesmos solos são classificados em zonas diferentes dos dois gráficos, o que torna os gráficos em dois sistemas diferentes. Esta constatação terá estado na base da proposta de Jefferies e Davies (1991) em que um único gráfico é construído com base nos parâmetros Q_T , F_R e B_q . Os autores introduzem o conceito de ‘resistência de ponta corrigida’, dada pelo produto entre Q_T e $(1-B_q)$ que, conjuntamente com F_R , permite classificar os solos (Figura 5.8). Neste caso as zonas numeradas classificam os solos em 6 tipos diferentes de comportamento. Neste sistema sobressaem os problemas de precisão para a classificação de solos argilosos moles e sensíveis para os quais o valor B_q pode ser maior que 1.



1. Solos finos sensíveis; 2. Solos orgânicos - turfas; 3. Argilas (argilas a argilas siltosas); 4. Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos); 5. Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos); 6. Areias (areias siltosas a areias limpas).

Figura 5.8 – Sistema de classificação de solos proposto por Jefferies e Davies (1991).

No decurso de um trabalho de investigação sobre a aplicação do CPT/CPTu ao dimensionamento de estacas, Eslami e Fellenius (1997) desenvolveram um sistema de classificação de solos baseado em dados provenientes de 20 campos experimentais e complementados com furos de sondagem, amostragem e ensaios de laboratório. Os parâmetros utilizados na definição do tipo de solo são a designada resistência efectiva à penetração do cone, q_E , dada por:

$$q_E = q_T - u_2 \quad [5.11]$$

e a resistência por atrito lateral, f_s , expressa em KPa. Tal como se observa na Figura 5.9 os solos são divididos em 5 categorias principais. Os autores fazem notar que, pelo facto de o valor da poro-pressão medida durante o ensaio ser função da posição do piezotransdutor na ponteira cónica (Robertson, 1990), o parâmetro q_E não corresponde a uma resistência “efectiva” no sentido convencional e que, no caso de solos de granulometria grosseira e densos, os valores de q_E e de q_T diferem pouco entre si contrariamente ao caso dos solos finos onde se podem gerar valores elevados de excessos de poropressão dando origem a valores de q_E muito mais baixos que q_T .

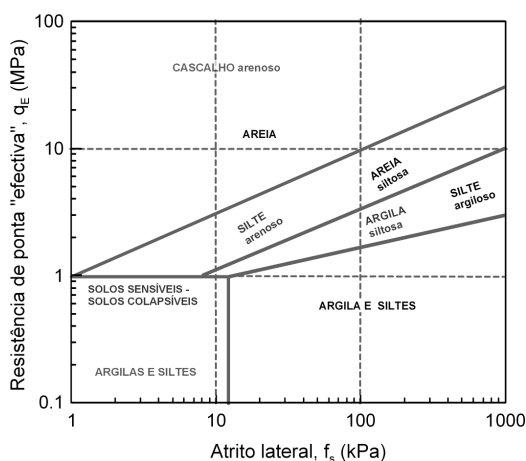
Eslami e Fellenius (1997) propuseram também a introdução de um parâmetro das poropressões a que designaram razão de poropressão efectiva, B_E , definido como:

$$B_E = \frac{u_2 - u_0}{u_0} \quad [5.12]$$

Além de ser diferente do parâmetro B_q , o parâmetro B_E quando projectado conjuntamente com q_E permite visualizar de forma mais perceptível os excessos de poropressão induzidos pela penetração do cone e o gráfico assim construído não contém o solecismo apontado pelos autores à proposta de Robertson et al. (1986).

Eslami e Fellenius (2004) desenvolveram um estudo comparativo entre a aplicação da sua proposta e a proposta de Robertson (1990). Os dados correspondem a ensaios em dois depósitos nos EUA e um depósito no Canadá com conhecidas diferenças nos tipos de solos e a respectiva origem geológica. No conjunto dos locais, é de assinalar a heterogeneidade granulométrica com a presença das fracções argila, silte, areia e algum cascalho com graus variáveis de mistura entre si. Entre as conclusões dos autores destacam-se, por um lado, a verificação de que em termos gerais de ambos os métodos resultam classificações consistentes comparativamente aos resultados de laboratório e, por outro lado, o facto de advogarem a vantagem do seu método por não implicar o conhecimento prévio das tensões totais e efectivas do solo.

Deve, contudo, se referido que na proposta de Eslami e Fellenius (1997) existe a limitação importante de não serem incluídos de solos rijos sobreconsolidados e/ou cimentados.



1. Argilas e/ou siltes sensíveis e colapsáveis; 2. Argilas e/ ou siltes; 3. Argilas silteosas e/ou siltes argilosos; 4. Siltes arenosos e/ou areias silteosas e 5. Areias e/ou areias com cascalho

Figura 5.9 – Sistema de classificação de solos proposto por Eslami e Fellenius (1997).

Nos ensaios com o cone sísmico, SCPT, a possibilidade de medição das velocidades de propagação das ondas sísmicas deu origem a um sistema de classificação proposto por Robertson et al. (1995) referidos por Lunne et al (1997), representado na Figura 5.10, baseado na resistência de ponta normalizada, Q_T e no módulo de distorção máximo, G_0 (ou $G_{máx}$). Segundo Lunne et al. (1997) o sistema possibilita a identificação de comportamentos dificilmente reconhecíveis por outros ensaios de campo, nomeadamente no caso de areias altamente compressíveis, solos envelhecidos e cimentados com elevados ou reduzidos índices de vazios.

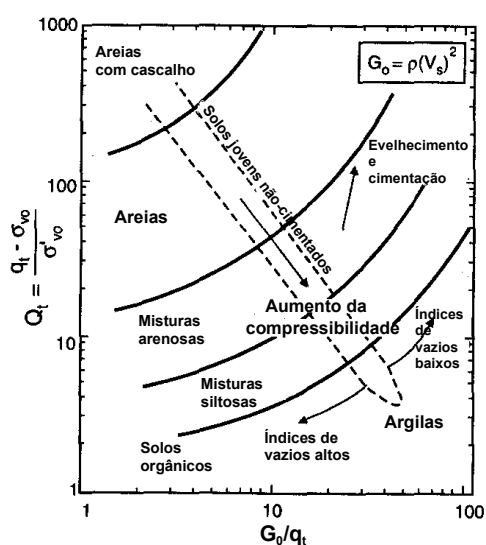


Figura 5.10 – Sistema de classificação de solos com base em Q_T e G_0/q_t (Robertson et al., 1995).

5.3.1.2 Classificação pelo DMT

Da observação dos resultados obtidos em diferentes tipos de solos foi verificado que o parâmetro I_D é fundamentalmente controlado pelo tamanho das partículas, é pouco afectado pela razão de sobreconsolidação e é independente das condições de drenagem. Este conjunto de evidências esteve na base do sistema de classificação proposto por Marchetti e Crapps (1981, segundo Marchetti et al (2001)), em função de I_D e E_D , representado na Figura 5.11. Os referidos autores fazem notar que o sistema proposto enquadra razoavelmente bem os solos mais comum, e que a representação do peso volúmico pela relação γ/γ_w é apenas uma aproximação para a construção do perfil aproximado de σ'_{v0} .

Importa ainda referir que, sendo I_D indicativo do tipo de solo, nos solos ditos 'coesivos' acontece frequentemente o valor de I_D classificar um solo argiloso como siltoso e vice-versa. Uma mistura de argilas e areias poderá também ser classificada como um silte. Para a compreensão desta aparente discrepância, é importante ter-se presente que a classificação em função de I_D não resulta obviamente de uma análise granulométrica mas sim de parâmetros que reflectem um comportamento mecânico do meio, em certa medida da sua rigidez. Do ponto de vista geotécnico, é possível que nalguns casos haja maior relevância numa descrição baseada no comportamento mecânico do que noutra baseada na granulometria.

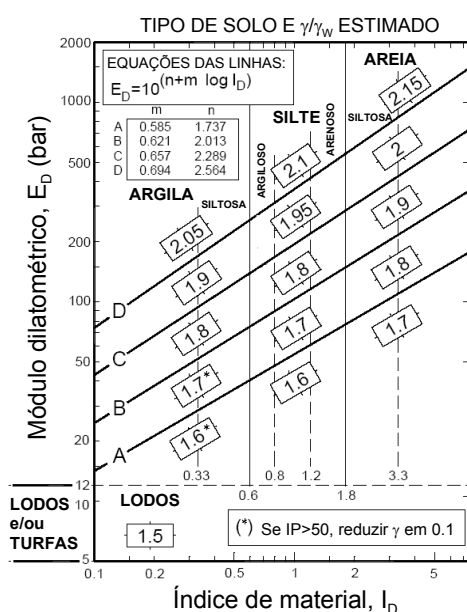


Figura 5.11 – Estimativa do tipo de solo pelo DMT (Marchetti e Crapps, 1981)

5.3.2 História das tensões e idade dos depósitos

Tal como discutido ao longo dos capítulos anteriores, a história das tensões de um determinado depósito é normalmente expressa pela razão de sobreconsolidação (OCR), tradicionalmente obtida em ensaios laboratoriais edométricos. Contudo, são conhecidas várias propostas para a avaliação do OCR a partir dos resultados de ensaios de campo, incluindo o FVT, o CPTu e o DMT, cuja síntese far-se-á de seguida.

5.3.2.1 Avaliação pelo FVT

Com base nos resultados obtidos por vários investigadores (Ladd et al, 1969;1983 Lacasse et al, 1973, entre outros) em diferentes solos argilosos, Jamiolkowski et al (1985), apresentaram um conjunto de curvas que relacionam a razão de resistência não drenada obtida a partir do FVT com a razão de sobreconsolidação obtida em ensaios edométricos, tendo verificado um comportamento susceptível de ser globalmente modelado pela expressão seguinte:

$$\frac{c_{u[FVT]}}{\sigma'_{v0}} = S_{[FVT]} (OCR)^m \quad [5.13]$$

em que $S_{[FVT]}$ é a razão de resistência não-drenada na condição normalmente consolidada ($OCR = 1$). A equação [5.13] é formalmente semelhante a expressão proposta por Ladd (1977) com base em resultados de ensaios laboratoriais de corte não drenado com a aplicação do método SHANSEP de reconsolidação, para os quais o valor de m é tipicamente igual a cerca de 0,8, conforme a Figura 5.12.

Chandler (1988) coligiu resultados de ensaios FVT e triaxiais do tipo CK_0UC provenientes da Noruega, Itália, Suécia, Reino Unido, Canadá, Estados Unidos, Iraque, Japão e Austrália, abrangendo 19 locais diferentes aos quais deu o tratamento gráfico mostrado na Figura 5.13, em que são apresentados os resultados da variação das razões de resistência com o grau de sobreconsolidação obtidos em ensaios de molinete e triaxiais. Nalguns casos, os dados correspondem a intervalos de valores pelo que são graficamente representados pelos seus valores extremos unidos por uma linha (Fig. 5.13a).

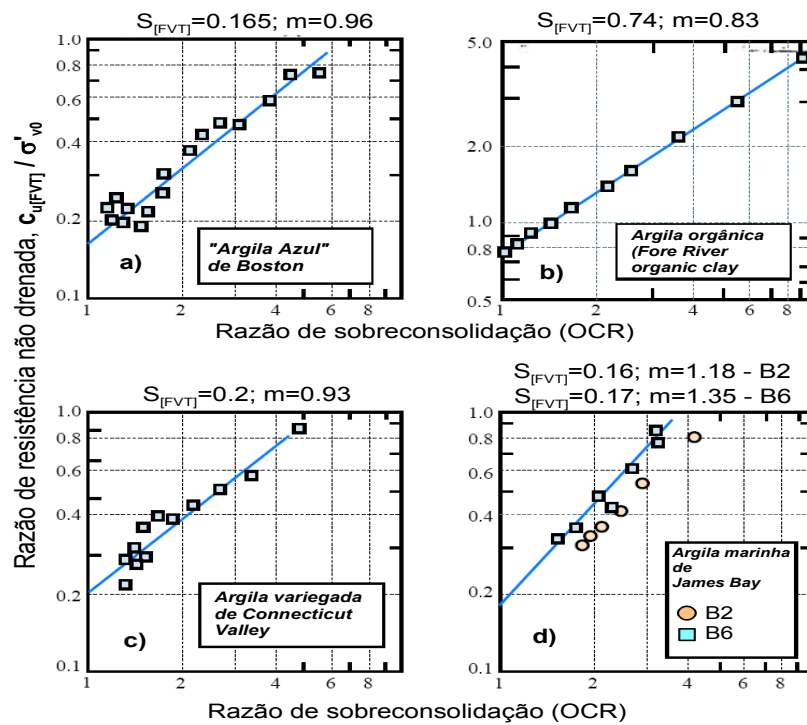


Figura 5.12 – Relação $c_{u[FVT]}/\sigma'_{v0}$ vs OCR em diferentes argilas. (in Jen e Ladd (2004).

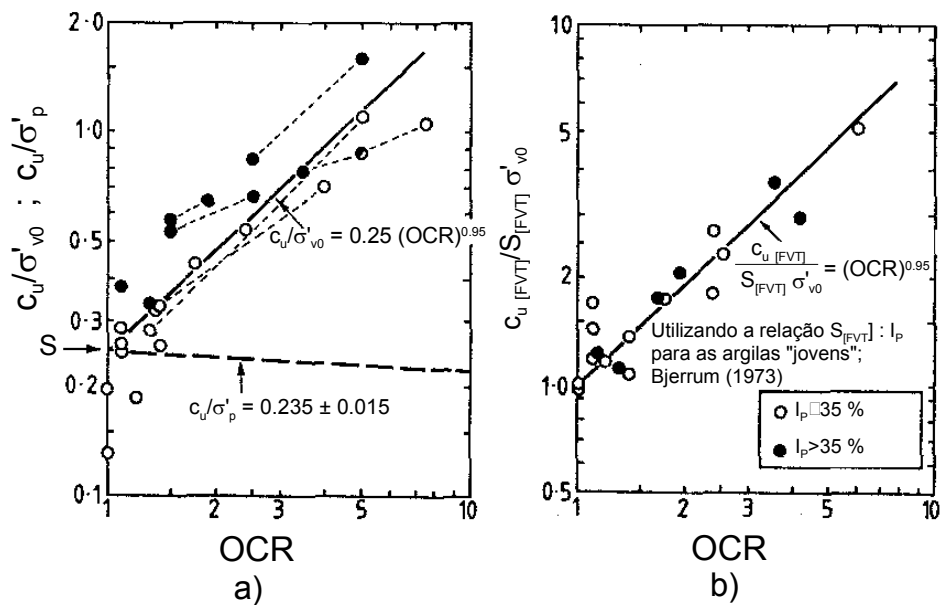


Figura 5.13 – Relações entre c_u e OCR para os ensaios FVT e ensaios triaxiais do tipo CK_0U : (a) os dois tipos de ensaio; (b) FVT (Chandler, 1988).

Verifica-se que os valores mais elevados de c_u/σ'_{v0} corresponderem tendencialmente às argilas mais plásticas. Na figura 5.13b são considerados apenas os resultados do FVT, onde, por simplicidade, os intervalos de valores da Figura 5.13a são projectados pelos seus valores médios. Por regressão linear obtém-se, para ambas figuras, a relação do tipo:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = S (OCR)^{0,95} \quad [5.14]$$

Na Figura 5.13a tem-se $S=0,25$ o que, de acordo com o referido autor, pode ser considerado um valor médio para o conjunto de dados analisados.

Considerando apenas os resultados do FVT (Fig. 5.13.b), da equação [5.14] resulta:

$$OCR = \left(\frac{c_{u[FVT]}}{\sigma'_{v0} S_{[FVT]}} \right)^{1,05} \quad [5.15]$$

expressão que poderá ser utilizada para avaliar o perfil de OCR em depósitos de argilas “jovens” e que, segundo os autores corrobora estudos anteriores realizados por Bjerrum (1973).

A aplicação da teoria dos estados críticos e do método SHANSEP de recompressão mostra que a resistência não-drenada normalizada em relação a tensão efectiva vertical ‘in situ’ aumenta com a razão de sobreconsolidação de acordo com a expressão:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} OCR^{\Lambda} \quad [5.16]$$

na qual OC e NC designam o estado sobreconsolidado e normalmente consolidado, respectivamente e Λ a razão de deformação volumétrica plástica (Schnaid, 2000). Em termos práticos, sendo conhecidos os valores de $(c_u/\sigma'_{v0})_{OC}$ e de Λ para um determinado solo argiloso e $(c_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ pelo FVT, é possível determinar o perfil de variação de OCR com a profundidade. Baseados neste pressuposto e na análise estatística de resultados obtidos em 96 depósitos argilosos, Mayne e Mitchell (1988) investigaram a aplicabilidade da correlação dada pela equação [5.16]. Os resultados constam da Figura 5.14.

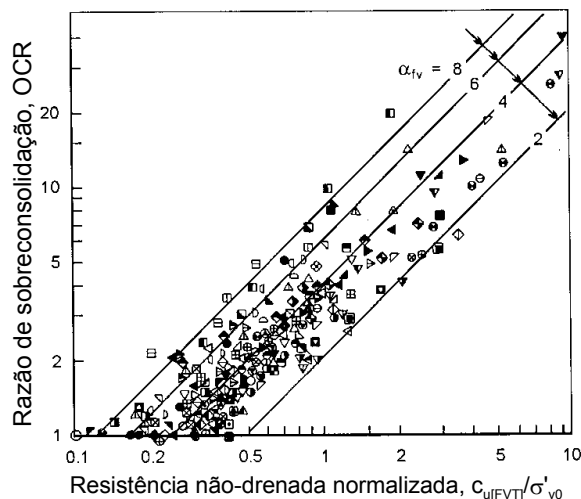


Figura 5.14 – Tendência observada na relação entre OCR e $c_{u[FVT]}/\sigma'_{v0}$ (Mayne e Mitchell, 1988).

Os resultados experimentais ajustam-se à equação:

$$OCR = 3,55 \left(\frac{c_{u[FVT]}}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,66} \quad [5.17]$$

Assumindo por simplicidade que $\Lambda=1$, o que é em geral válido, e considerando os resultados de ensaios de molinete compilados por Jamiolkowski et al (1985) e Chandler (1988), anteriormente referidos, a expressão anterior pode ser generalizada na forma:

$$OCR = \alpha \left(\frac{c_{u[FVT]}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad [5.18]$$

Como se observa na Figura 5.15a o valor de α diminui com o aumento do índice de plasticidade e, adoptando uma correlação logarítmica, a análise regressiva dos resultados, desenvolvida por Mayne e Mitchell (1988), determina:

$$\alpha = (I_p)^{-0,48} \quad [5.19]$$

Na Figura 5.15b está representada a curva de variação do factor empírico de correcção, μ , proposto por Bjerrum (1973) conjuntamente com outros resultados posteriormente obtidos por vários investigadores. Segundo Mayne e Mitchell (1988) existe uma

similaridade entre o coeficiente α e μ , pois ambos decrescem com o aumento de I_p aproximadamente na mesma razão.

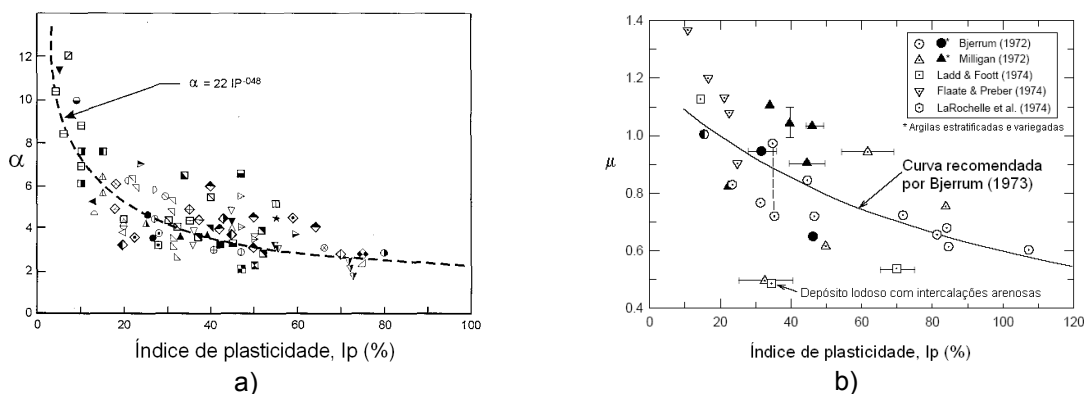


Figura 5.15 – Dependência de c_u relativamente a plasticidade: (a) Relação entre α e I_p (Mayne e Mitchell, 1988); (b) Relação entre μ e I_p , com destaque para a curva recomendada por Bjerrum (1973), (adaptado de Ladd e DeGroot, 2003).

5.3.2.2 Avaliação pelo CPTu

Nas últimas duas décadas têm sido propostas várias correlações como objectivo de estimar o valor de OCR a partir dos resultados de ensaios com o piezocone. Tais correlações resultam tanto da abordagem racional (teórica) do problema em questão, como da experiência acumulada, da qual resultam muitas das consagradas correlações empíricas.

Mayne (1991) desenvolveu estudos com recurso à teoria da expansão de uma cavidade cilíndrica mecânica dos solos dos estados críticos, tendo, em resultado, proposto a expressão:

$$OCR = 2 \left[\frac{1}{1,95M + 1} \left(\frac{q_c - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad [5.20]$$

Num trabalho sobre o estado do conhecimento dos ensaios com o piezocone, Powell e Lunne (2005) fazem referência às correlações empíricas mais utilizadas na prática da engenharia geotécnica, subdividindo-as em expressões que permitem directamente a estimativa da tensão de pré-consolidação, σ'_p , e expressões para a estimativa de OCR, conforme são apresentadas no Quadro 5.2. Chen e Mayne (1996), trabalhando sobre uma extensa base de dados, resultante da compilação dos resultados provenientes de

205 campos experimentais em todo o mundo, verificaram que o cálculo de σ'_p utilizando as expressões 4, 5 e 6 fornecem melhores coeficientes de correlação comparativamente as expressões 1, 2 e 3 para o cálculo de OCR.

Quadro 5.2 – Correlações mais utilizadas na avaliação da história das tensões pelo CPTu

| Correlação n.º | σ'_p OCR | Parâmetros do CPTu utilizados | Referências |
|----------------|-----------------|--|-------------------------------------|
| 1 | OCR | $B_q = \Delta u_2 / (q_T - \sigma_{v0})$ | Senneset et al (1989); Wroth (1984) |
| 2 | OCR | $Q_T = (q_T - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$ | Wroth (1984) |
| 3 | OCR | $Q_u = (q_T - u_2) / \sigma'_{v0}$ | Houlsby (1988); Mayne (1991) |
| 4 | σ'_p | Δu_1 ou Δu_2 | Mayne e Holtz (1988) |
| 5 | σ'_p | $q_T - \sigma_{v0}$ | Tavenas e Leroueil (1987) |
| 6 | σ'_p | $q_T - u_2$ | Konrad e Law (1987) |

Os autores referem ainda que as expressões a utilizar em solos argilosos deverão ser:

$$\sigma'_p = k_1 (u_2 - u_0) \quad [5.21]$$

$$\sigma'_p = k_2 (q_T - \sigma_{v0}) \quad [5.22]$$

$$\sigma'_p = k_3 (q_T - u_2) \quad [5.23]$$

nas quais, atendendo às melhores correlações obtidas, são recomendadas a utilização de $k_1 = 0,53$, $k_2 = 0,305$ e $k_3 = 0,50$. Leroueil et al (1995) verificaram que para argilas do leste do Canadá $k_2 = 0,28$, valor igualmente encontrado por Mesri (2001) em solos moles inorgânicos siltosos e argilosos. Este último autor argumenta que para solos moles orgânicos, siltosos e argilosos, deve ser considerado $k_2 = 0,24$. Nos solos sobreconsolidados, em particular nos quais tendencialmente se desenvolvem poro-pressões negativas durante no processo de cravação da ponteira cônica, as correlações acima referidas tornam-se inaplicáveis. Mais recentemente, Trevor e Mayne (2004), segundo Powell e Lunne (2005), baseados nos princípios do estado crítico, propuseram uma adaptação da correlação 3 do Quadro 5.2, elevando-a um expoente igual a 1,33. Os

resultados são uma boa definição geral do perfil de OCR em profundidade, havendo a necessidade de aplicar um factor correctivo entre 0,4 e 0,6 para melhor ajuste aos valores determinados em ensaios edométricos.

Um outro tipo de abordagem, fundamentada nos trabalhos de Wroth (1984), Houlsby (1988) e Chen e Mayne (1996), tem em consideração o facto de a similaridade existente entre o parâmetro B_q e o parâmetro A de Skempton (1954) parece sugerir que as variações nas medições de B_q possam estar associadas a OCR. Segundo Schnaid (2000), a compilação de ensaios realizados no Brasil, com o objectivo de avaliar a aplicabilidade do conceito (Fig. 5.16), mostram uma tendência de redução de B_q com o aumento de OCR mas, a dispersão observada nos resultados experimentais não permite o uso directo da correlação na estimativa de OCR.

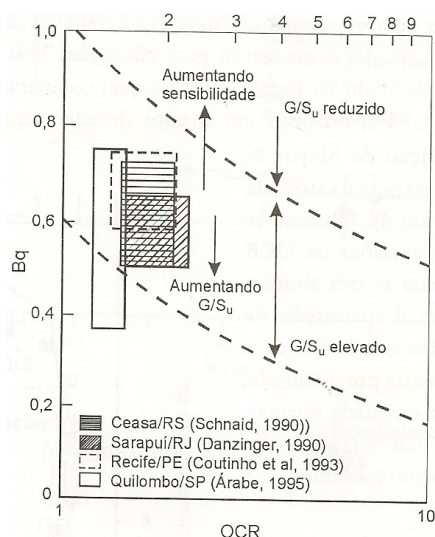


Figura 5.16 – Relação entre B_q e OCR para argilas brasileiras (Schnaid, 2000).

5.3.2.3 Avaliação pelo SCPT

Tradicionalmente a avaliação da história das tensões em depósitos sedimentares é baseada na determinação da razão de sobreconsolidação. Aos depósitos mais recentes correspondem estados normalmente consolidados a ligeiramente sobreconsolidados e, tal como no caso dos solos aqui estudados, uma maior ou menor natureza mole ou solta, daí resultando tendencialmente uma menor rigidez. Neste contexto, tem havido um grande apelo à utilização do parâmetro G_0 , em combinação com as medições de outros

ensaios, na avaliação da idade e, conseqüentemente, do estado de consolidação neste tipo de solos.

São conhecidas diversas propostas de correlação entre G_0 (ou V_s) e q_c (Baldi et al, 1989; Mayne e Rix, 1993; Simonini & Cola, 2000), apesar de algumas críticas devidas a incompatibilidade dos níveis de deformação associados à cada um dos parâmetros. O módulo de distorção máximo, G_0 , é um parâmetro indexável às muito pequenas deformações (inferiores a 10^{-3} a 10^{-4} %), enquanto q_c está associado às grandes deformações inerentes à rotura do solo em redor do cone durante o processo de penetração. Contudo, Mayne & Rix (1993) defendem ser expectável uma correlação entre G_0 e q_c , na medida em que ambos evidenciam uma dependência relativamente à tensão média efectiva de confinamento e ao índice de vazios.

Doutro modo, verifica-se que o quociente G_0/q_c , medida da razão entre a rigidez elástica e a resistência última, tem grande utilidade na avaliação do tipo de solo, idade e grau de cimentação (Jamolkowsky et al., 1988 e Rix & Stokoe, 1992 referidos em Lunne et al., 1997; Schnaid et al., 2004). O aumento da idade dos depósitos e o incremento da cimentação frequentemente associado repercutem-se num incremento mais acentuado de G_0 do que de q_c , sendo, portanto, expectável um aumento da razão G_0/q_c nos depósitos arenosos mais antigos e/ou cimentados. Schnaid (2005) e Schnaid & Yu (2007) referem não existir nas areias uma dependência de G_0/q_c relativamente às variações do estado de tensão, densidade relativa e compressibilidade. Schnaid et al. (2004) sugeriram, para solos arenosos de origem sedimentar, um gráfico (Fig. 5.17) baseado nos parâmetros G_0/q_c e $q_{c1} = (q_c/p_a) \cdot (p_a/\sigma'_v)^{0.5}$ que delimita o comportamento daquele tipo de materiais em função dos seus graus de envelhecimento e de cimentação.

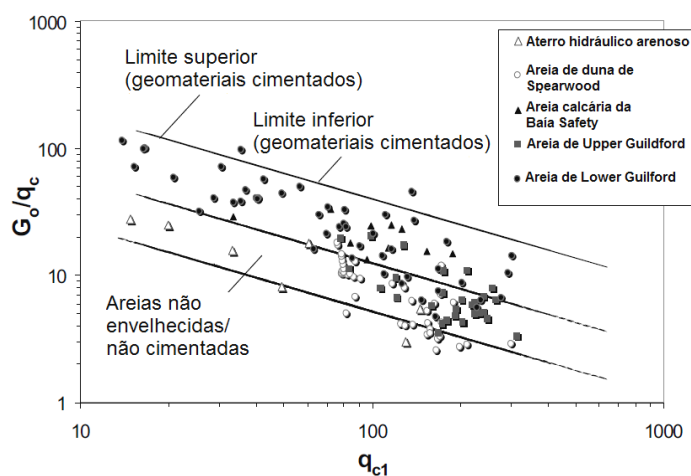


Figura 5.17 – Relações entre G_0 e q_c para solos arenosos segundo Schnaid (2004).

5.3.2.4 Avaliação pelo DMT

As semelhanças entre os perfis de variação de K_D e de OCR foram primeiramente identificadas por Marchetti (1980), tendo sido posteriormente confirmadas por diversos investigadores (Powell e Uglow, 1988 e Kamei e Iwasaki, 1995, por exemplo). Nos solos argilosos não cimentados o valor de OCR pode ser estimado pela expressão:

$$OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad [5.24]$$

Marchetti et al (2001) e Schnaid (2005) realçam o facto de a equação [4.24] ter sido desenvolvida a partir da evidência de que $K_D \approx 2$ quando $OCR = 1$ e que a sua grande utilidade prática tem sido demonstrada por vários investigadores (Jamolkowski et al., 1988, Finno, 1993, Kamei e Iwasaki, 1995, por exemplo).

Yu (2004) desenvolveu estudos numéricos e, admitindo que a instalação da lâmina dilatométrica pode ser simulada pelo processo de expansão de uma cavidade plana, apresentou uma relação deduzida teoricamente entre K_D e OCR. Na Figura 5.18 são apresentados os resultados obtidos em comparação com resultados da aplicação da equação [4.24]. Verifica-se uma correlação apreciável para valores de OCR inferiores a aproximadamente 5, havendo, entretanto, grandes discrepâncias para solos fortemente sobreconsolidados ($OCR > 8$).

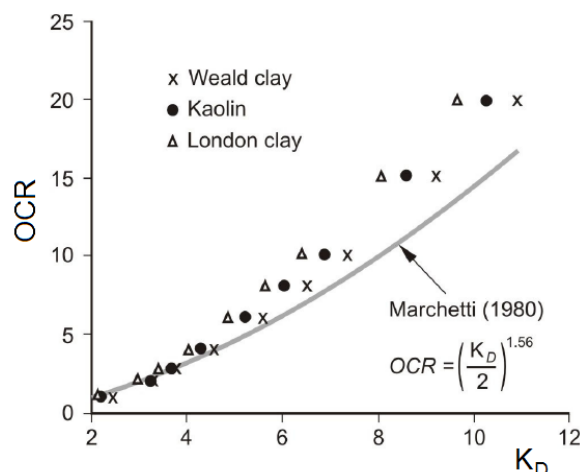


Figura 5.18 – Correlação teórica entre K_D e OCR segundo Yu (2004).

5.3.3 Estado de tensão em repouso

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 , depende essencialmente da história geológica dos maciços que, como é óbvio, determina a evolução das tensões por este já experimentadas, isto é, da história das tensões do maciço. Não existem, pois, métodos teóricos para a determinação de K_0 Matos Fernandes, (2006). É também consabida a extrema dificuldade em determinar K_0 experimentalmente. No estado actual do conhecimento, e dentre os ensaios geotécnicos de campo, é reconhecido apenas ao ensaio com o pressiómetro auto-perfurador (SBPT) um potencial elevado para a estimativa da tensão de confinamento horizontal, σ_h e, consequentemente de K_0 . Entretanto, dar-se-á nota das principais ilações retiradas por vários investigadores ao investigar o potencial em estimar o estado de tensão em repouso pelo CPTu e pelo DMT.

5.3.3.1 Avaliação pelo CPTu

Powell e Lunne (2005), distintos investigadores do CPTu, são de opinião que, na actualidade não existem métodos de interpretação verdadeiramente fiáveis para a determinação de K_0 a partir dos resultados do ensaio. Contudo, os autores referem que uma estimativa grosseira de σ'_h e de K_0 pode ser conseguida pelas propostas de Kulhawy e Mayne (1990) e de Sully e Campanella (1991).

5.3.3.2 Avaliação pelo DMT

O DMT, pela sua conceptualização e modo de execução, é um ensaio ao qual se reconhece a capacidade de estimar K_0 de forma menos grosseira comparativamente ao CPTu. Marchetti (1980), ao identificar semelhanças entre os perfis de variação de K_0 e K_D , apresentou a correlação dada pela equação [4.25], válida para solos argilosos não cimentados, posteriormente corroborada com ligeiras alterações por outros investigadores (Lacasse e Lunne, 1988; Powell e Uglow, 1988, por exemplo).

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad [5.24]$$

Marchetti et al. (2001) realçam o facto de, no caso de solos fortemente cimentados, a equação anterior sobrestimar o valor de K_0 , devido à significativa importância da cimentação na quantificação de K_D .

5.3.4 Resistência corte

A curto prazo, as respostas dos solos argilosos saturados às solicitações externas dão-se em condição não drenadas. Nestas condições a resistência ao corte é quantificada pelo valor do parâmetro c_u , designado resistência ao corte não drenado ou resistência não drenada. A longo prazo, em condições drenadas de carregamento, o ângulo de resistência ao corte ϕ' e a designada coesão (ou intercepto coesivo) c' são os parâmetros que caracterizam a resistência ao corte dos solos.

5.3.4.1 Avaliação pelo FVT

O FVT é por excelência o ensaio de campo vocacionado para a determinação da resistência não drenado dos solos argilosos saturados. Com base no torque medido é possível determinar a resistência não drenada do solo de acordo com a expressão:

$$c_u = \frac{0,86M}{\pi D^3} \quad [5.25]$$

sendo M o torque máximo medido e D o diâmetro do molinete. A expressão foi deduzida para molinetes rectangulares com altura igual ao dobro do diâmetro ($H=2D$), assumindo-se uma distribuição uniforme das tensões ao longo das superfícies de rotura horizontais e verticais limitadas pelo molinete. Schnaid (2000) refere que a validação das hipóteses referentes à distribuição das tensões tem sido objecto investigações experimentais e numéricas, com o objectivo de validar a aplicação da equação [5.25]. Refere o autor que, a propósito, Donald et al. (1977) apresentaram resultados da distribuição das tensões em torno do cilindro 'cortado' pelo molinete inserido num meio elástico, com recurso à modelação numérica, cujas evidências foram experimentalmente confirmadas por Menzies e Merrifield (1980) para as Argilas de Londres (Fig. 5.19).

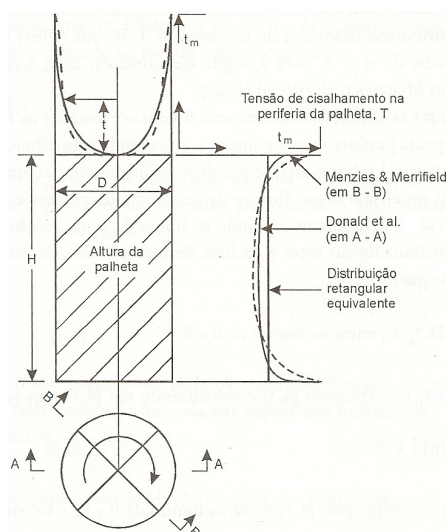


Figura 5.19 – Distribuição das tensões de corte segundo Chandler (1988). Schnaid (2000).

Dos resultados conclui-se que, por um lado a hipótese de distribuição uniforme das tensões ao longo da superfície de ruptura vertical é aplicável à prática de engenharia e, por outro lado a hipótese de distribuição uniforme das tensões ao longo das superfícies de ruptura horizontais (topo e base) do cilindro é irrealista (Schnaid, 2000). Com base no trabalho de Wroth (1984), Lund et al. (1996), segundo Schnaid (2000), isolaram a componente vertical da resistência não drenada, c_{uv} , da componente sua componente horizontal, c_{uh} , sendo esta última dada pela expressão geral:

$$c_{uh} = \frac{n+3}{D + Hb(n+3)} \frac{2M}{\pi D^2} \quad [5.26]$$

na qual n define a configuração da distribuição de tensões na superfície horizontal, b é a razão entre as componentes vertical e horizontal da resistência não drenada, ou seja, $b = c_{uv}/c_{uh}$, também denominada razão de anisotropia. M , D e H têm o significado já anteriormente apresentado. Segundo Wroth (1984), para uma distribuição uniforme de tensões (retangular), $n=0$ e para uma distribuição triangular de tensões, $n=1$. Deste modo, a equação [5.25] é um caso particular da equação [4.26], onde é assumido que (i) o solo apresenta um comportamento isotrópico relativamente à resistência não drenada, $b=1$, (ii) a distribuição de tensões é uniforme (retangular) nas superfícies horizontais superior e inferior do cilindro resultante do corte, isto é, $n=0$; (iii) a altura do molinete é o dobro diâmetro, $H = 2D$.

A partir da equação [5.25], são apresentadas no Quadro 5.3 diversas interpretações possíveis do ensaio de molinete, para as diferentes hipóteses discutidas anteriormente Schnaid (2000)

Quadro 5.3 – Interpretação do ensaio de molinete para diversas hipóteses segundo Lund et al. (1996), (in Schnaid, 2000)

| H/D | Anisotropia /Isotropia | Distribuição de tensões – Superfícies horizontais | Referências |
|-----|------------------------|---|--|
| 1 | Isotrópico | Uniforme (n=0) | $c_u = 1,50 \frac{M}{\pi D^3}$ |
| 2 | | Parabólica (n=1/2) | $c_u = 1,56 \frac{M}{\pi D^3}$ |
| 3 | | Triangular (n=1) | $c_u = 1,60 \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | Anisotrópico | Uniforme (n=0) | $c_{uh} = \frac{6}{(3b+1)} \frac{2M}{\pi D^3}$ |
| | | Parabólica (n=1/2) | $c_{uh} = \frac{14}{(7b+2)} \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | | Triangular (n=1) | $c_{uh} = \frac{8}{(4b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | Isotrópico | Uniforme (n=0) | $c_u = 0,86 \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | | Parabólica (n=1/2) | $c_u = 0,88 \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | | Triangular (n=1) | $c_u = 0,89 \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | Anisotrópico | Uniforme (n=0) | $c_{uh} = \frac{6}{(6b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | | Parabólica (n=1/2) | $c_{uh} = \frac{7}{(7b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$ |
| | | Triangular (n=1) | $c_{uh} = \frac{8}{(8b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$ |

Na análise e interpretação dos resultados do ensaio de molinete é necessário ter presente que, de acordo com a investigação e a experiência acumulada ao longo das muitas décadas de execução do ensaio, deverão ser efectuadas diversas correcções aos resultados, dada a dependência da resistência não drenada relativamente a diferentes

factores, designadamente as condições de drenagem, a anisotropia, o efeito da inserção do molinete no solo e o tempo (duração do ensaio). Em resumo o valor da resistência não drenada determinada pelo FVT é influenciado pelo grau de perturbação do solo, pela taxa de rotação do molinete (velocidade de aplicação do torque), do tempo decorrido entre inserção do molinete e aplicação do torque bem como da distribuição das tensões em redor do molinete. Schnaid (2000) refere que alguns desses factores têm origem nas hipóteses assumidas no momento da escolha da equação que define a resistência não drenada, e outros são o resultado dos procedimentos experimentais de execução do ensaio.

A condição não drenada do ensaio é fundamentalmente dependente da velocidade de aplicação do torque durante a execução do ensaio. Tal condição é, em regra assegurada para uma velocidade de 6°/min. (Chandler, 1988). A Figura 5.20, apresentada por Torstensson (1977), segundo Schnaid (2000), ilustra o efeito da velocidade de rotação do molinete no valor da resistência não drenada.

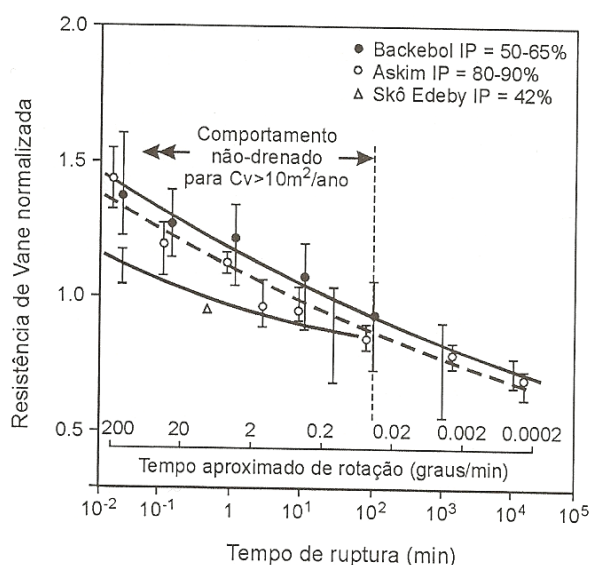


Figura 5.20 – Efeito da velocidade de corte na resistência não drenada segundo Torstensson (1977), (in Schnaid (2000)).

Apesar de constituir uma hipótese simplificadora, é bastante comum assumir-se a condição de isotropia relativamente à resistência não drenada determinada pelo ensaio do molinete ($b = 1$). Ladd et al. (1977) mostraram que, em geral, o comportamento anisotrópico relativamente à resistência não drenada é mais acentuado nas argilas de baixa plasticidade, normalmente consolidadas enquanto as argilas normalmente consolidadas de alta plasticidade e as argilas sobreconsolidadas caracterizam-se por um

comportamento aproximadamente isotrópico. Bjerrum (1973), segundo Schnaid (2000) verificou uma acentuada diminuição da anisotropia com o aumento do índice de plasticidade (Fig. 5.21)

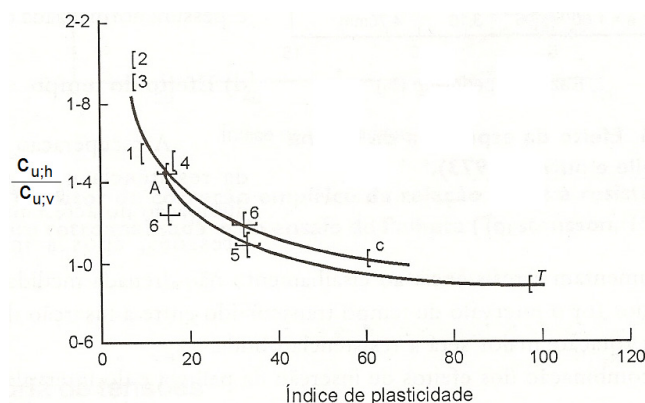


Figura 5.21 – Razão de anisotropia versus índice de plasticidade segundo Bjerrum (1973), (in Schnaid, 2000).

A recuperação tixotrópica da resistência não drenada e a dissipação dos excessos de poropressão, após a inserção do molinete, aumentam o valor medido da resistência não drenada. Deste modo, quanto maior o tempo decorrido desde a inserção do molinete até ao início da rotação, maior será a resistência obtida (Schnaid, 2000).

Bjerrum (1973), segundo Schnaid (2000), ao investigar o efeito combinado dos factores que influenciam o valor de c_u , sugeriu a correcção da resistência não drenada medida, na análise da estabilidade de taludes, dada por $c_u \text{ (corrigido)} = \mu c_{u(FVT)}$, sendo μ determinado na Figura 5.22, construída a partir da retroanálise de roturas em aterros e escavações em depósitos argilosos.

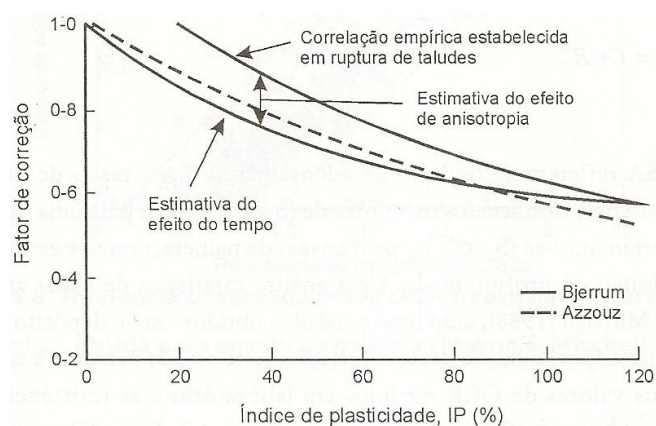


Figura 5.22 – Factor de correcção empírico da relação entre as resistências não drenadas obtidas por retro-análises e pelo ensaio de molinete segundo Torstensson (1977, (in Schnaid, 2000).

Refira-se, entretanto, que, apesar da utilização generalizada, muitas vezes acrítica, da proposta de Bjerrum, nalguns projectos ela não é tida em consideração. Schnaid (2000), por exemplo, refere que à data da referida publicação, a experiência brasileira na aplicação da referida correcção era baseada num número pequeno de casos, não sendo consensual a opinião dos investigadores brasileiros quanto a sua necessidade, referindo-se, a título de exemplo, a trabalhos de Ortigão et al. (1987), Ortigão e Almeida (1988) e Sandroni (1993).

5.3.4.2 Avaliação pelo CPTu

Os estados de tensão e de deformação que se desenvolvem em redor do cone durante o processo de cravação no solo é bastante complexo e as possibilidades de análise destas condições de contorno configuram um desafio bastante actual ao nível da investigação geotécnica. Estudos experimentais em modelos físicos cruzados com a modelação numérica têm vindo a aprimorar a compreensão dos mecanismos fundamentais envolvidos na penetração sob condições não-drenadas.

Parafraseando Schnaid (2000), a previsão da resistência não drenada passou do empirismo à racionalidade a partir dos trabalhos pioneiros de Baligh (1985), aumentando o grau de confiança atribuído à determinação de c_u .

Yu (2004) coligiu várias abordagens racionais de interpretação do problema da penetração do cone, considerando que as mais utilizadas podem, no essencial, serem divididas em quatro tipos de métodos:

- a) Métodos baseados na capacidade de carga (*bearing capacity methods – BCM*);
- b) Métodos de expansão de cavidade (*cavity expansion methods – CEM*);
- c) Métodos de trajectória das deformações (*strain path methods – SPM*) e;
- d) Métodos de elementos finitos (*finite element methods – FEM*)

O mesmo autor refere que a aplicação combinada entre métodos diferentes pode conduzir a melhores resultados na previsão do mecanismo de penetração da ponteira cónica, citando como exemplos de casos bem sucedidos os trabalhos de Teh e Houlsby (1991), Yu e Whittle (1991), Abu-Farsakh et al. (2003) e Salgado et al. (1997).

O valor resistência ao corte não drenada determinada 'in situ' depende de factores tais como o modo de rotura imposto pelo tipo de ensaio, a velocidade de corte, a anisotropia do solo bem como da sua história das tensões. Em condições não-drenadas a resistência à penetração da ponteira cónica, q_c , relaciona-se com a resistência não-drenada, com base nas clássicas teorias da capacidade de carga, através da expressão:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_0}{N_c} \quad [5.27]$$

em que σ_0 representa o estado de tensão total *in situ* (tensão vertical ou média, de acordo com a teoria utilizada na análise do mecanismo de penetração) e N_c é o factor teórico do cone dedutível da aplicação individual ou combinada das abordagens teóricas. Yu (2004) apresenta diferentes expressões para o cálculo de N_c , com a descrição detalhada dos seus fundamentos teóricos, cuja referência pormenorizada está para além dos objectivos do presente trabalho.

As soluções teóricas contribuíram valiosamente para a compreensão dos mecanismos fundamentais da penetração do cone mas, dada a sua complexidade de aplicação, as correlações empíricas ainda dominam a prática geotécnica. No caso da resistência não drenada a correlação mais comum é:

$$q_T = N_{kt} c_u + \sigma_{v0} \quad [5.28]$$

donde

$$c_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad [5.29]$$

em que q_T é a resistência à penetração da ponteira cónica corrigida dos efeitos da poropressão, N_{kt} é um factor empírico do cone e σ_{v0} é a tensão vertical total *in situ*. O parâmetro N_{kt} depende do denominado índice de rigidez do solos, I_r , sendo possível encontrar na bibliografia soluções teóricas de correlação entre ambos parâmetros (Houlsby e Teh, 1988, por exemplo). Segundo Schnaid (2000), para os depósitos naturais de solos argilosos, I_r pode variar entre 50 e 500, decrescendo com o aumento do OCR e, para um mesmo OCR, aumentando com a redução do índice de plasticidade.

Vários investigadores (Schnaid, 2005; Mesri, 2001 e Lunne et al., 1997) referem que os valores de N_{kt} variam entre 0 e 20 e são influenciados pela plasticidade do solo, pela razão de deformação e pelos efeitos de escala, bem como pelo tipo de ensaio com o qual é estimada a resistência não drenada. A Figura 5.23 mostra a comparação entre valores estimados teórica e empiricamente, para um intervalo do índice de rigidez entre 50 e 500 e um intervalo da razão de anisotropia de resistência entre 0,5 e 0,9. Na prática a escolha de um valor médio de I_r é arbitrária e, muitas vezes, são adoptados valores de N_{kt} entre 12 e 15, verificando-se que geralmente são superiores aos valores obtidos teoricamente para índices de rigidez entre 50 e 200.

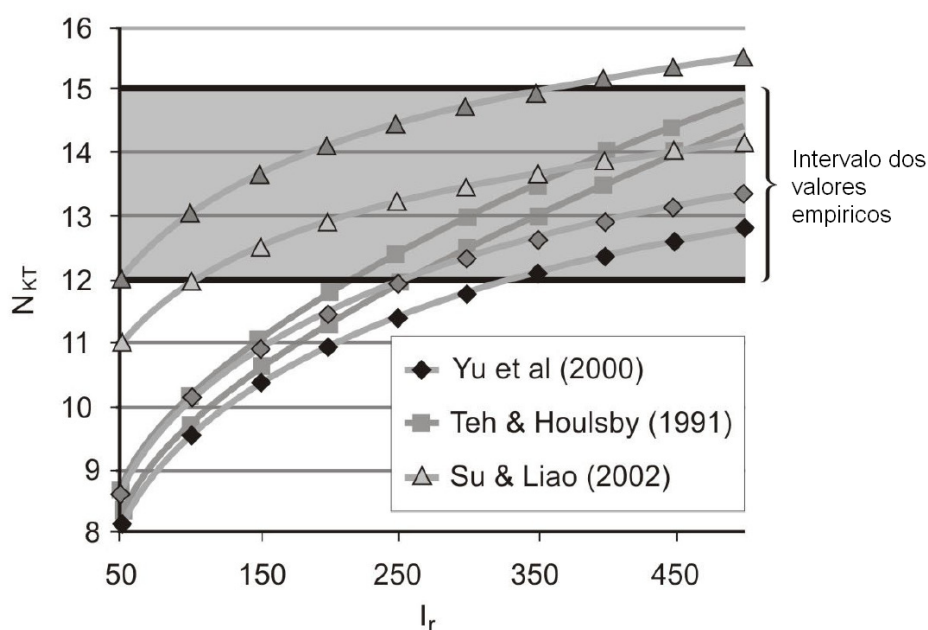


Figura 5.23 – Estimativa teórica de valores de N_{kt} para argilas (Schnaid, 2005).

Outra proposta semelhante à da equação [5.29] é referida por Lunne et al. (1997) e recorre ao conceito de resistência de ponta efectiva, q_e , introduzido, segundo os referidos autores, por Senneset et al. (1982), e que é a diferença entre a resistência de ponta medida e a poropressão medida com o elemento filtrante na base da manga de atrito lateral, u_2 . Ainda segundo Lunne et al. (1997), a expressão original foi posteriormente modificada por Campanella et al. (1982) para a forma:

$$c_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{q_c - u_2}{N_{ke}} \quad [5.30]$$

Os autores originais da proposta indicam valores de $N_{ke} = 9 \pm 3$. Lunne et al. (1985), por seu lado, referem que N_{ke} varia entre 1 e 13 e, indiciando correlacionar-se com o coeficiente de poro-pressão B_q . Karlsrud et al. (1996), segundo Lunne et al. (1997), a partir de valores de c_u determinados em ensaios de compressão triaxial do tipo TCCAU observaram (Figura 5.24b) que a variação de N_{ke} com B_q concentra-se numa faixa algo estreita incluindo valores relativamente baixos de N_{ke} (Lunne et al., 1997).

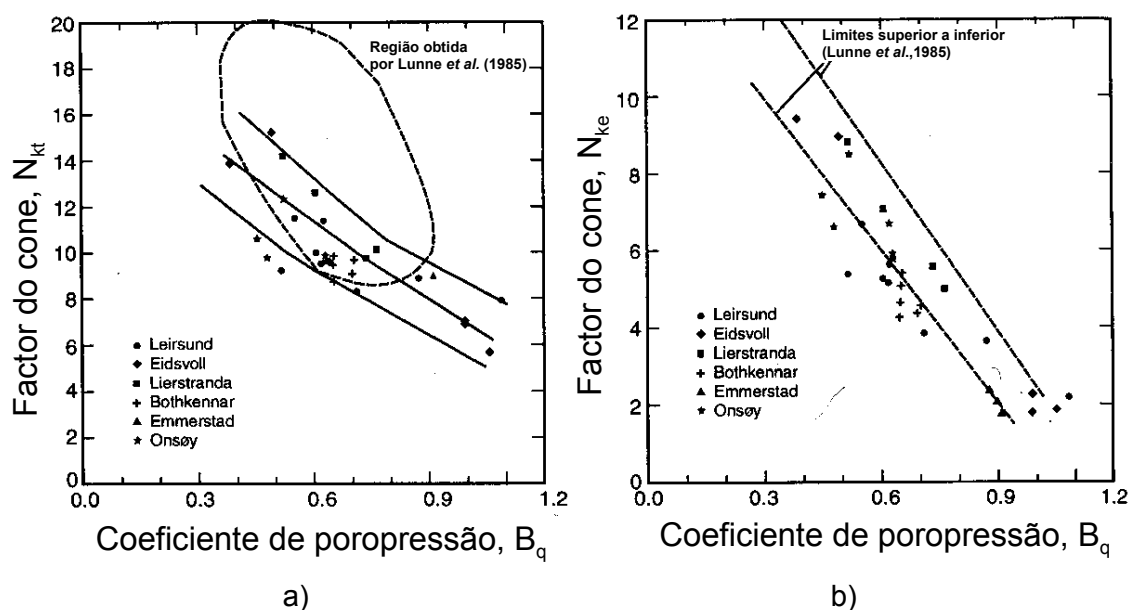


Figura 5.24 – Relação entre factores empíricos do cone e o parâmetro da poropressão: (a) Factor do cone N_{kt} vs B_q ; (b) Factor do cone N_{ke} vs B_q , segundo Karlsrud et al. (1996), (adaptado de Lunne et al., 1997).

Importa referir que as correlações de N_{kt} e N_{ke} acima referidas foram obtidas para argilas normalmente consolidadas a ligeiramente sobreconsolidadas, não devendo, por isso, ser extrapoladas para os depósitos de argilas sobreconsolidadas, para os quais B_q assume valores baixos ou mesmo negativos (Powell, 1988).

Nas argilas moles normalmente consolidadas as poro-pressões medidas na posição equivalente à u_2 representam muitas vezes cerca de 90% ou mais da resistência de ponta, pelo que não é recomendável a estimativa de c_u com recurso à q_e pois, nestes solos, q_e toma valores muito baixos e, logo, sensíveis à pequenos erros nas medições de q_c (e consequentemente q_t) e de u_2 . Deste modo, é preferível utilizar os valores dos

excessos de poropressão, Δu , para avaliar a resistência não-drenada dos solos moles. Algumas abordagens de natureza teórica e semi-teóricas, baseadas na teoria da expansão da cavidade, resultaram em diferentes propostas (Vésic, 1992; Battaglio et al., 1981; Randolph e Wroth, 1979; Massarach e Broms, 1981; Campanella et al., 1985), referidas por Lunne et al. (1997), de correlação entre Δu e c_u , cuja forma geral é:

$$c_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad [5.31]$$

sendo $\Delta u = u_2 - u_0$ e $N_{\Delta u}$ o factor do cone, para o qual as abordagens teóricas (expansão da cavidade) indicaram tomar valores entre 2 e 20. Entretanto, Lunne et al. (1995) observaram uma boa correlação do factor do cone $N_{\Delta u}$ com o parâmetro B_q , na qual $N_{\Delta u}$ varia entre 4 e 10 para argilas do Mar do Norte, tendo como referência valores de c_u obtidos em ensaios triaxiais do tipo TCCAU (Lunne et al., 1997).

La Rochelle et al. (1988), investigou o comportamento de 3 argilas do Canadá, tendo verificado, para valores de c_u obtidos por ensaios de molinete, uma variação de $N_{\Delta u}$ entre 7 e 9, mesmo para um significativo intervalo de variação de OCR (entre 1,2 e 50). Karlsrud et al. (1996), segundo Lunne et al. (1997), identificaram valores de $N_{\Delta u}$ variáveis entre 6 e 8 e sem uma clara dependência de B_q (Fig. 5.25). Tal como nos casos de N_{kt} e N_{ke} , Powell (1988) adverte para a não aplicabilidade dos valores de $N_{\Delta u}$ acima referidos aos depósitos sobreconsolidados, visto terem sido obtidos na maioria dos casos em argilas normalmente consolidadas.

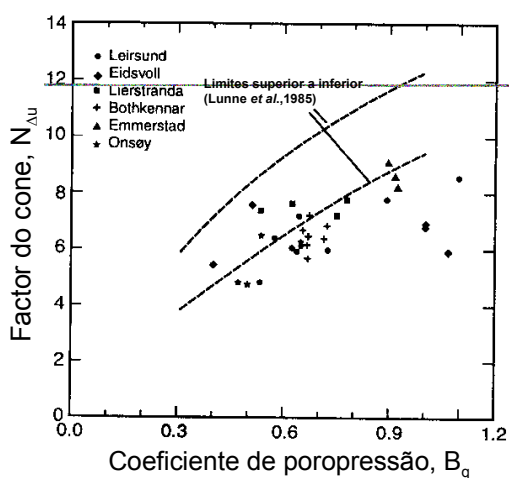


Figura 5.25 – Factor do cone $N_{\Delta u}$ vs B_q , segundo Karlsrud et al. (1996), (adaptado de Lunne et al., 1997).

Em síntese, na avaliação da resistência não-drenada a partir de ensaios CPTu utilizando métodos de interpretação empíricos ou semi-empíricos, o procedimento mais razoável deverá contemplar tanto quanto possível a realização de um número suficiente de ensaios (incluindo os de referência para determinar c_u) e o estabelecimento de correlações locais.

Para os solos granulares, a medida da resistência de ponta q_c pode ser utilizada na previsão da densidade relativa, D_r , ou do ângulo de resistência ao corte, ϕ' . Neste particular, os estudos com modelos físicos como as câmaras de calibração foram determinantes para o estabelecimento de correlações com algum grau de fiabilidade, que correntemente são utilizadas no projecto geotécnico. Na Figura 5.26 está representado um exemplo de correlação entre q_c e D_r , resultante do trabalho experimental de Baldi et al. (1986) e Jamiolkowski (1985).

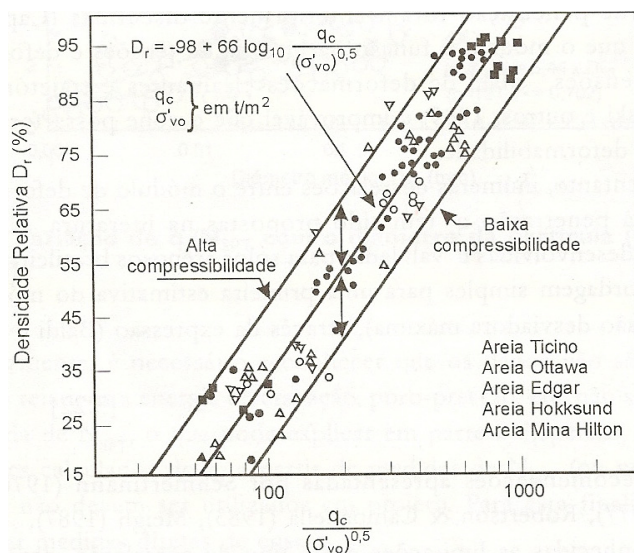


Figura 5.26 – Influência da compressibilidade na densidade relativa de solos arenosos predominantemente quartzosos normalmente consolidados, não cimentados e não envelhecidos segundo Jamiolkowski et al. (1986).

Schnaid (2000) refere que a correlação acima apresentada deve ser corrigida para as condições de fronteira e tamanho da câmara de calibração. Refere ainda que estas correlações são aceitáveis para solos normalmente consolidados, enquanto para depósitos sobreconsolidados o valor de σ'_{v0} deve ser substituído pela tensão efectiva horizontal, σ'_{h0} .

Existem várias propostas para a estimativa do ângulo de resistência ao corte a partir dos resultados do CPTu. Contudo, muitas vezes é significativa a diferença de resultados entre os métodos, pelo que importa basicamente referir que os métodos estão divididos em três categorias, nomeadamente as correlações empíricas ou semi-empíricas (maioritariamente resultantes de ensaios em câmaras de calibração), métodos baseados na teoria da capacidade de carga e métodos baseados na teoria da expansão da cavidade.

5.3.4.3 Avaliação pelo DMT

Tal como anteriormente referido, em diversas situações da prática geotécnica é recomendável a normalização dos resultados. É frequente apresentar-se a razão entre a resistência não drenada e a tensão vertical efectiva, c_u/σ'_{v0} . Conhecida a dependência de c_u/σ'_{v0} relativamente à magnitude de OCR e assumindo-se lícito relacionar OCR com K_D (4.3.2.4), é possível expressar c_u/σ'_{v0} como função directa de K_D (Schnaid, 2000).

Considerando a equação [4.14] proposta por Ladd et al.. (1977), aqui reescrita:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} OCR^{\Lambda} \quad [5.32]$$

Admitindo $\Lambda=0,8$ (Ladd et al., 1977) e $(c_u/\sigma'_{v0})_{NC}=0,22$ (Mesri, 1975), obtém-se:

$$c_u = 0,22 \sigma'_{v0} (0,5 K_D)^{1,25} \quad [5.33]$$

Em diversos estudos (Lacasse e Lunne, 1983; Powell e Uglow, 1988; Kamei e Iwasaki, 1994), resultando em pequenas variações da equação [5.33], vieram corroborar sua aplicabilidade em solos argilosos saturados.

A penetração da lâmina dilatométrica em solos com franca drenagem deve estar relacionada com a resistência ao corte (drenada) expressa em condições de deformação plana. Deste modo, é expectável que o ensaio com o dilatómetro plano permita a estimativa do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , (Schnaid, 2000).

De acordo com Marchetti et al. (2001), Schmertman (1983), baseado na teoria de Durgunoglu e Mitchell (1975), apresentou correlações entre K_D , K_0 e ϕ' . Posteriormente, Marchetti (1985) desenvolveu estudos também apoiados na teoria de Durgunoglu e Mitchell (1975) e, adicionalmente na correlação linear entre K_D e q_c (CPT), dos quais resultaram um gráfico com o qual é possível estimar o valor de ϕ' de um solo granular a partir de K_D (se for conhecido o valor de K_0 ou determinado a partir da equação [5.24]), conforme a Figura 5.27.

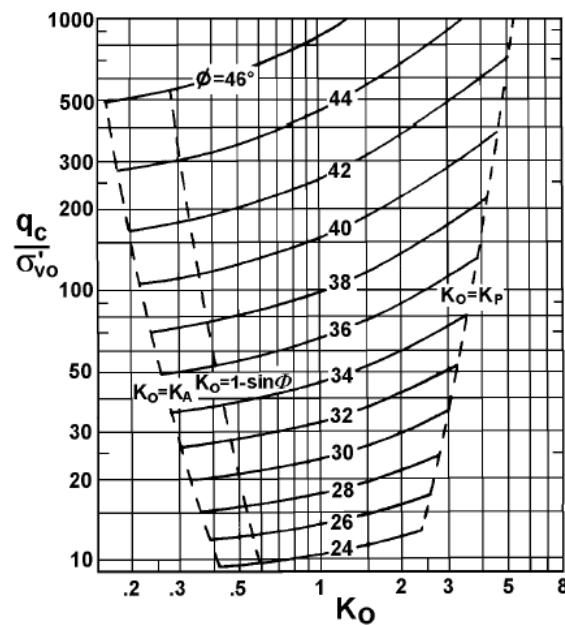


Figura 5.27 – Avaliação do ângulo de resistência ao corte a partir do DMT (Marchetti et al., 2001).

5.3.5 Deformabilidade rigidez

A deformabilidade e a rigidez dos solos são frequentemente estimadas quer pelo CPTu quer pelo DMT, conduzindo a resultados cuja comparação com os obtidos com as técnicas de ensaio laboratoriais têm evidenciado que existe já um grau de fiabilidade razoável nalgumas das correlações difundidas na bibliografia.

5.3.5.1 Avaliação pelo CPTu

Senneset et al. (1989), segundo Lunne et al. (1997), considerando os níveis de tensão envolvidos no CPTu, propuseram uma correlação para a estimativa do módulo edométrico, $M = 1/m_v$, válida para solos argilosos sobreconsolidados:

$$M_i = \alpha_i q_n = \alpha_i (q_t - \sigma_{v0}) \quad [5.34]$$

em que α_i varia entre 5 e 15. Na condição normalmente consolidada os mesmos autores propuseram:

$$M_n = \alpha_n q_n = \alpha_n (q_t - \sigma_{v0}) \quad [5.35]$$

com α_n a variar entre 4 e 8, sendo 5 o valor mais frequentemente adoptado. Mayne (2001), por seu lado propôs uma correlação com módulo de distorção máximo, G_0 , dada por;

$$M = 0,1G_0 \quad [5.36]$$

sendo que G_0 pode ser vantajosamente determinado num ensaio SCPTu, donde se retiram igualmente a resistência de ponta o atrito lateral e as poropressões.

5.3.5.2 Avaliação pelo SCPT

Com a determinação das velocidades de propagação das ondas P e das ondas S, e dada a muito pequena amplitude das deformações mobilizadas por tais solicitações, é possível, com recurso à teoria da elasticidade, estimar os módulos máximos de distorção e constrangido (edométrico), $M_0 = \rho(V_P)^2$ e $G_0 = \rho(V_S)^2$, respectivamente. Não obstante a simplicidade das expressões, algum cuidado deve ser colocado na determinação medição das velocidades das ondas sísmicas, isto é, no modo de execução do ensaio. Apesar de mundialmente o ensaio com o cone sísmico não ser ainda uma prática tão corrente quanto desejável, nalguns países é já uma realidade amplamente generalizada. Desde o início da implementação do ensaio, vários aspectos relacionados com a fonte sísmica e com a interpretação em face do modelo real de estratificação dos maciços têm

chamado a atenção dos investigadores, pois podem se tornar aspectos críticos na correcta avaliação dos parâmetros geotécnicos.

A solução de fonte sísmica mais tradicional é aquela constituída por uma barra de madeira e um martelo, accionada pelo impacto deste em pontos estratégicos da barra para a geração de ondas de corte polarizadas e ondas P. É frequente promover-se o contacto entre a barra e a superfície do terreno que, de certo modo, ‘fixa’ a barra durante a pancada com o martelo, recorrendo ao peso da máquina de perfuração.

Nos equipamentos mais recentes, a ponteira sísmica incorpora três geofones, num arranjo ortogonalmente orientado, no qual dois dos geofones são horizontalmente orientados para o registo das ondas de corte e o terceiro é posicionado verticalmente para registar os sinais das ondas P.

A amplitude das ondas S depende do contacto entre a barra e a superfície do terreno, mais especificamente da força (ou da pressão) com que o contacto se estabelece, bem como da energia de impacto do martelo na barra. Na prática, e dado que as máquinas de perfuração costumam ter normalmente entre 150 e 250 kN de força, os ensaios com a fonte sísmica barra-martelo são realizados com uma gama muito variável de tensões de contacto, em função das condições criadas por cada equipa técnica, resultando daí a possibilidade de uma redução significativa da energia e da qualidade do sinal. Por outro lado, o factor humano, resultante do facto de ser um operador a provocar a pancada no martelo na barra, é também causador de variações na energia da pancada e na qualidade do sinal.

Areias et al. (1999; 2004), baseados em trabalho experimental, referem que são necessárias tensões de contacto relativamente baixas para que sejam geradas ondas S com o máximo da amplitude. Os autores referidos propuseram uma fonte sísmica em que, em simultâneo, seja reduzida a pressão de contacto para os níveis desejáveis e se mantenha constante a energia do impacto. A pressão de contacto entre a base da barra e a superfície do terreno foi reduzida, interpondo um sistema de rolamentos entre a referida base e a carga aplicada. Pretende-se que a constância/repetibilidade da energia de impacto seja garantida utilizando sistema mecânico que provoca o impacto de uma massa nos pontos de contacto da barra. O impacto dá-se após a massa descrever em queda livre um arco ou 15° ou de 45°. O desempenho do equipamento proposto é comparado com o da fonte tradicional. Alguns dos esquemas e resultados apresentados pelos autores constam da Figura 5.28. Constata-se que com a solução proposta a amplitude do sinal é cerca de 3 a 4 vezes superior. Os autores referem que, com o novo

sistema, verificam-se melhorias na qualidade do sinal das ondas, expressas pelo aumento da razão sinal / ruído.

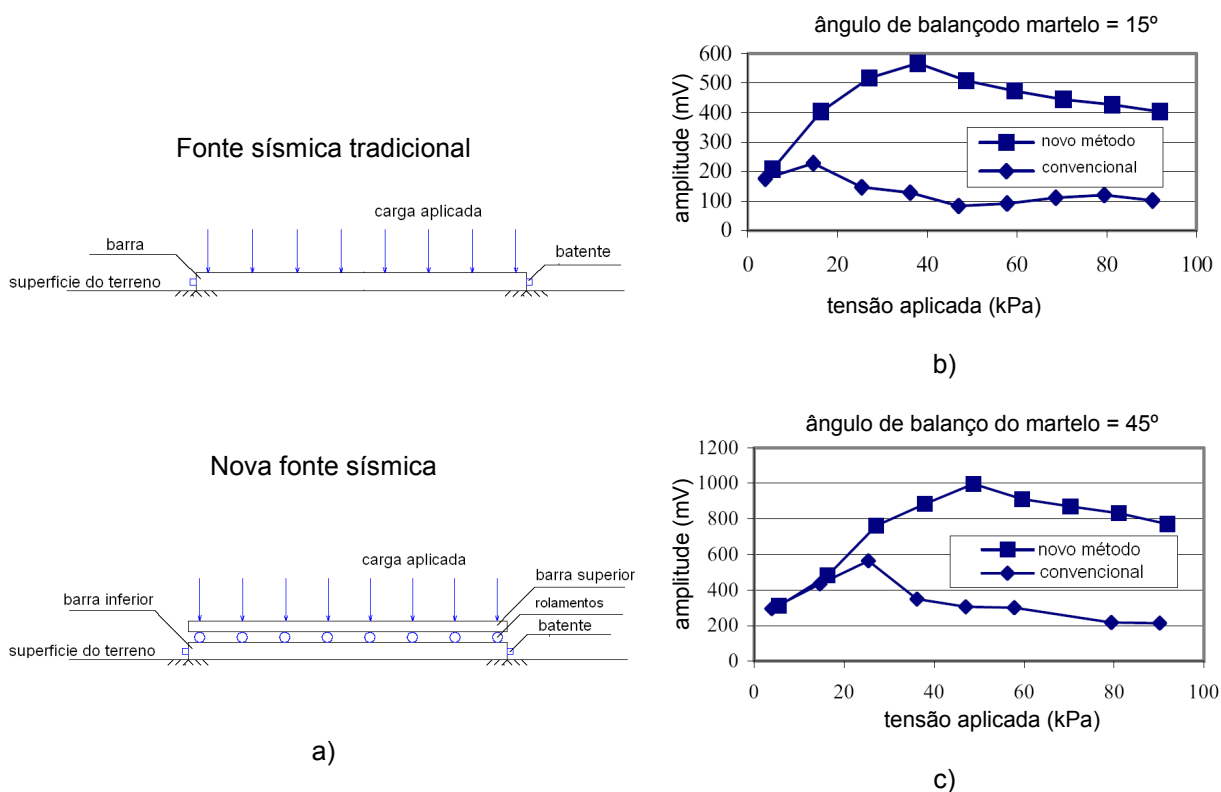


Figura 5.28 – Diferentes fontes sísmicas utilizadas no SCPT: (a) Sistema convencional e novo; (b) Resultados experimentais para ângulo de balanço do martelo = 15°; (c) Resultados experimentais para ângulo de balanço do martelo = 45°, (adaptado de Areias et al., 2004).

5.3.5.3 Avaliação pelo DMT

O módulo dilatométrico, M_{DMT} , equivalente ao módulo edométrico (Marchetti et al., 2001) é dado pela expressão:

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad [5.37]$$

sendo R_M função de I_D e de K_D (Marchetti, 1980).

O módulo de deformabilidade obtido com o dilatômetro plano, após a cravação da lâmina no solo, corresponde a valores medidos na faixa das grandes deformações. Sendo as correlações semi-empíricas, os valores estimados fornecem somente a ordem de grandeza do módulo, estando este sujeito a dispersões significativas (Schnaid, 2000).

5.3.6 Consolidação e condutividade hidráulica

Uma das principais vantagens do ensaio CPTu é a possibilidade de avaliar os coeficientes de consolidação, afectados apenas da perturbação induzida pela cravação estática da ponteira cónica. Para tal, são realizados ensaios de dissipação dos excessos de poropressão geradas pela cravação do cone e, a partir dos registos obtidos é possível estimar o coeficiente de consolidação. A estimativa do coeficiente de consolidação requer a aplicação adequada de um método teórico de análise do processo de consolidação induzido no solo em redor da ponteira cónica.

Na prática, o ensaio de dissipação consiste em interromper a cravação do piezocone em profundidades preestabelecidas e registar o decaimento da poropressão até serem atingidos pelo menos 50% de dissipação do excesso de poropressões. Na Figura 5.29a são ilustrados alguns exemplos de curvas de dissipação correspondentes a um solo argiloso mole (Argila de Bothkennar). Tal como se observa, os resultados variam com a posição do elemento filtrante na ponteira cónica (A, B, C e D). Para a interpretação é recomendável a normalização da poropressão relativamente à poropressão no início do ensaio, u_i , e à pressão de equilíbrio hidrostático, u_0 . Deste modo, o valor normalizado do excesso da poropressão, U , no tempo t , é dado por:

$$U = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad [5.38]$$

em que u_t é a poropressão no tempo t , u_i é a poropressão inicial (para $t=0$) e u_0 é a poropressão antes do início do ensaio. Na Figura 5.29b estão representados resultados da normalização.

Desde os trabalhos pioneiros de Torstensson (1975, 1977), referidos por Lunne et al. (1997), diferentes métodos de análise, assentes noutras tantas teorias, têm sido propostos para estimar o coeficiente de consolidação a partir da interpretação da dissipação (decaimento) dos excessos de pressão neutra gerados durante o processo de penetração no CPTu. Pela reconhecida qualidade dos resultados obtidos, são particularmente interessantes os trabalhos de Levadoux e Baligh (1986) e de Baligh e Levadoux (1986), bem como o refinamento destes últimos trabalhos feito por Houlsby e Teh (1988).

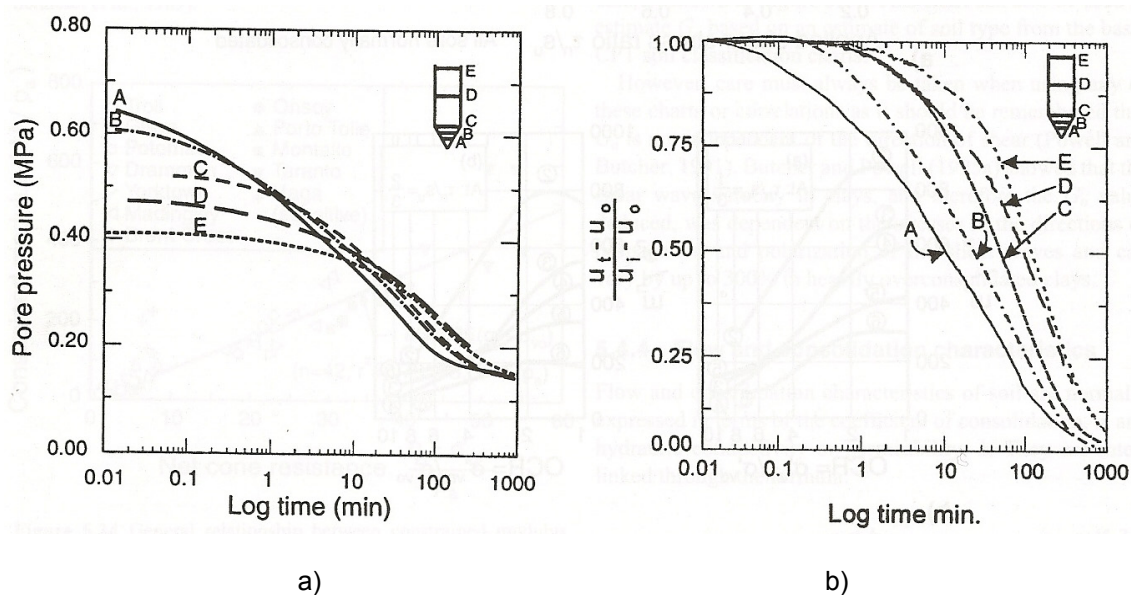


Figura 5.29 – Ensaio de dissipação no depósito da Argila de Bothkennar: (a) valores medidos; (b) valores normalizados (Lunne et al., 1997).

Levadoux e Baligh (1986) e Baligh e Levadoux (1986) ao estudar o comportamento da Argila Azul de Boston normalmente consolidada e com um índice de rigidez ($I_r = G/c_u = 500$), assumido constante, utilizaram os métodos da trajetória das deformações e de elementos finitos para estimar o modo de distribuição da poro-pressão em redor do cone no início dos ensaios de dissipação e o subsequente mecanismo de consolidação decorrente da dissipação dos excessos de poropressão gerados durante a cravação da ponteira cônica. Algumas das conclusões importantes referidas pelos autores são; (i) para dissipações inferiores a 50%, a consolidação dá-se predominantemente sob condições de recompressão do solo resultantes da cravação prévia do cone; (ii) o modo de distribuição da poro-pressão em redor do cone no início do ensaio influencia significativamente o processo de dissipação; (iii) a dissipação dá-se preferencialmente na direcção horizontal.

Por seu lado, Houlsby e Teh (1988) sugeriram um tipo de interpretação baseada no método dos elementos finitos para modelar as poro-pressões associadas às grandes deformações resultantes da cravação da ponteira cônica, e no método das diferenças finitas para a análise da dissipação das poro-pressões. A sua abordagem é semelhante a da proposta de Levadoux e Baligh (1986), porém inclui o efeito da variação do índice de

rigidez do solo. Para a estimativa do coeficiente de consolidação horizontal, c_h , a referida solução introduz o conceito de factor tempo modificado, T^* , dado pela expressão:

$$T^* = \frac{c_h t}{R^2 \sqrt{I_r}} \quad [5.39]$$

onde R é raio do cone, $I_r = G/c_u$ é o Índice de rigidez do solo e t é o tempo correspondente ao grau de consolidação pretendido. De acordo com a referida proposta, considerando $\bar{U} = 0,50$, ou seja, t_{50} , tem-se $T^* = 0,245$.

Para atenuar as eventuais imprecisões na determinação de u_0 e u_i , um compromisso razoável consiste em estimar o valor de c_h a partir de tempos intermédios, como por exemplo o equivalente a $\bar{U} = 0,5$. Baligh e Levadoux (1986) sugerem que os valores de c_h estimados a partir de $U_t \geq 0,5$ correspondem, de modo muito aproximado, aos verificados para os estados de consolidação *in situ*.

Frequentemente as curvas experimentais diferem das curvas teóricas, resultando em valores diferentes de c_h para os diferentes graus de consolidação. Robertson et al. (1992), segundo Lunne et al. (1997), baseados na revisão de resultados de ensaios de dissipação com o piezocone e tendo como referência resultados de ensaios de laboratório e da instrumentação/observação no campo, examinaram a aplicabilidade da proposta de Houlsby e Teh (1988) para estimativa de c_h . As suas conclusões apontam para a razoabilidade da referida proposta e que com o diagrama apresentado na Figura 5.32 é possível estimar os valores de c_h .

Teh (1987) propôs a interpretação dos dados da consolidação com a projecção dos valores da raiz quadrada do tempo não eixo das abcissas, equivalentemente ao método de Taylor (cap.2), transformado a representação do troço inicial aproximadamente numa recta. Numa representação desse tipo, o gradiente do troço linear corresponde a 'm' representado na Figura 5.30. Deste modo, o coeficiente de consolidação horizontal pode ser estimado a partir da expressão:

$$c_h = \frac{m}{M} \sqrt{I_r} R^2 \quad [5.40]$$

sendo M o gradiente correspondente à curva teórica relativa à geometria de um de uma determinada ponteira cônica e localização do elemento filtrante. No Quadro 5.4 são apresentados os valores de M utilizar segundo Teh (1987), referido por Lunne (1997).

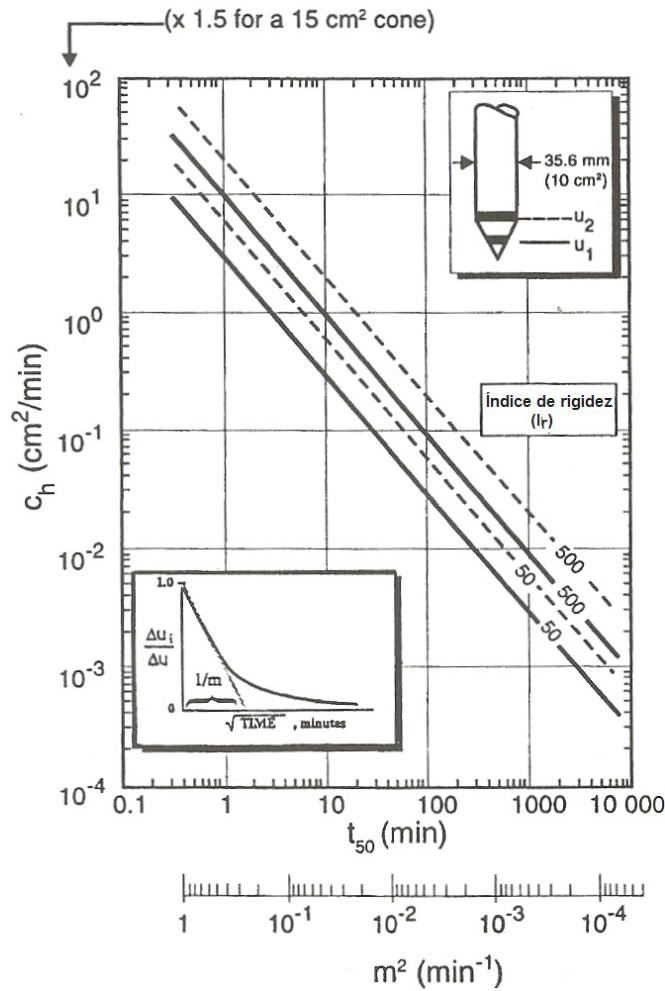


Figura 5.30 – Gráfico para a estimativa de c_h a partir de t_{50} segundo Robertson et al. (1992), (in Lunne et al., 1997)

Quadro 5.4 – Gradientes da curva de dissipação (raiz quadrada do tempo) segundo Teh (1987). Lunne (1997)

| Localização do filtro | Na face do cone (u1) | No prolongamento cilíndrico acima da base do cone (u2) | Cinco vezes o raio acima da base do cone |
|---|-------------------------|---|--|
| Gradiente da curva de dissipação (M) | 1,63 | 1,15 | 0,62 |

A interpretação com base na raiz quadrada do tempo apresenta-se de grande utilidade nos casos de ensaios de dissipação de curta duração e/ou nas situações em que existem incertezas na determinação da poro-pressão no início do ensaio (Lunne et al., 1997).

Em síntese, qualquer que seja a opção por uma das diferentes soluções teóricas deve manter presente no utilizador o seu grau de complexidade devido a razões de variam ordem, como por exemplo a estimativa do modo de distribuição da poro-pressão em redor da ponteira cônica no início da dissipação. Este aspecto é ilustrado na Figura 5.31 publicada por Sully et al. (1988), segundo Lunne et al. (1997), na qual se observa que nas argilas rijas sobreconsolidadas verifica-se um elevado gradiente da poro-pressão desde o cone até ao prolongamento cilíndrico acima da base do mesmo (onde podem ser registados valores negativos de poro-pressão).

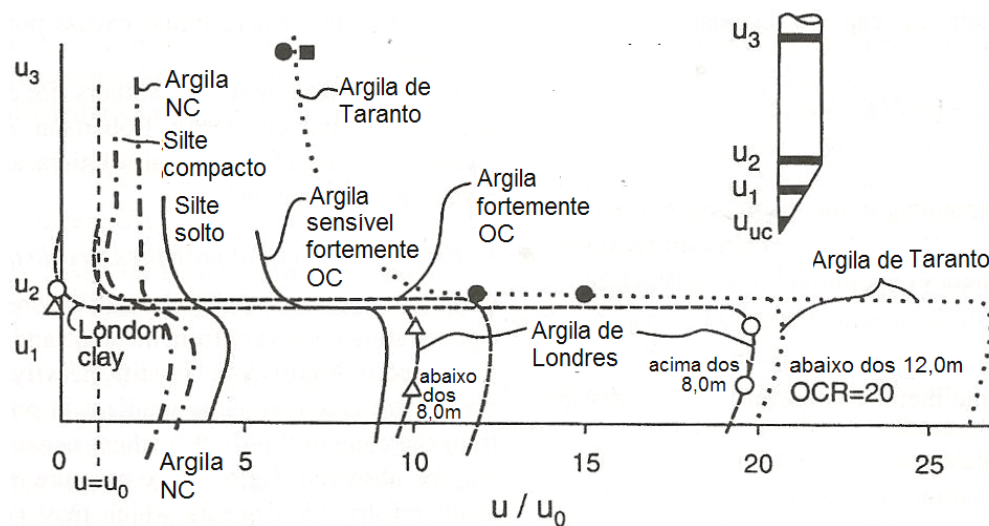


Figura 5.31 – Distribuição da poro-pressão em redor da ponteira cônica em solos argilosos saturados segundo Sully et al. (1988). Lunne et al. (1997).

São também de considerar os efeitos da perturbação do solo em torno do piezocone em resultado do processo de penetração, a importância da dissipação na direcção horizontal relativamente a dissipação na direcção vertical e a anisotropia.

As soluções até aqui referidas têm a particular limitação de satisfazerem apenas os decaimentos monotónicos, isto é, caracterizados pela diminuição contínua das pressões registadas ao longo do tempo.

Burns e Mayne (1998) propuseram um modelo considerado híbrido (Fig. 5.32), por resultar da combinação entre a teoria da expansão de uma cavidade esférica (SCE) e na mecânica dos solos dos estados críticos (MSEC). Os autores referem que o modelo

permite interpretar quer as respostas monotónicas quer as dilatantes dos geomateriais. Referem também que os excessos de poropressão gerados durante o processo de penetração são devidos a variações das tensões totais (octaédricas) e das tensões de corte no volume de solo “perturbado” no processo de penetração; Os acréscimos de poro-pressão devidos ao aumento das tensões normais são sempre positivos, enquanto os acréscimos devidos ao aumento das tensões de corte podem ser positivos ou negativos (dilatantes).

Durante o ensaio de dissipação, a poro-pressão medida em cada momento, um, será uma combinação das componentes normal, de corte e hidrostática:

$$u_m = \Delta u_{\text{oct}} + \Delta u_{\text{corte}} + u_0 \quad [5.41]$$

em que Δu_{oct} representa o acréscimo devido a componente octaédrica da tensão e Δu_{corte} o acréscimo devido a componente de corte da tensão. Pelo facto de a zona afectada pela componente octaédrica da tensão ser muito maior que a zona afectada pela componente de corte, a dissipação dos excessos de pressão gerados por esta última componente, processar-se-á mais rapidamente.

Na Figura 5.33, em que os valores de u_m têm um significado apenas qualitativo, é representado o comportamento genérico do decaimento ao longo do tempo.

Em rigor, o módulo de distorção depende da amplitude da deformação de corte, que varia de modo bastante complexo em redor da ponteira cónica de 60° de ângulo apical, como vem sendo demonstrado pelo método das trajectórias das deformações. Por este motivo, na prática é utilizado um valor constante de I_r na equação (Schnaid, 2005).

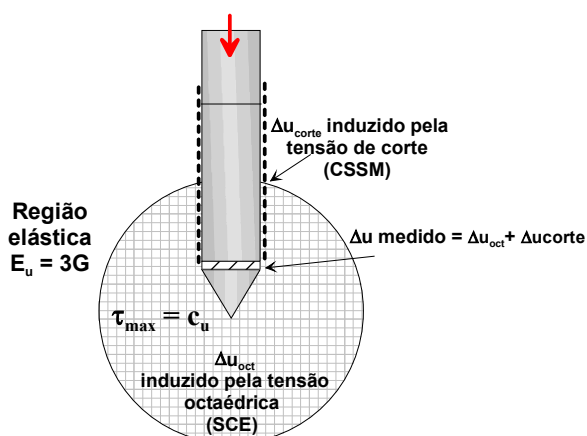


Figura 5.32 – Ilustração do modelo de Burns e Mayne (1998). Adaptado de Mayne (2001).

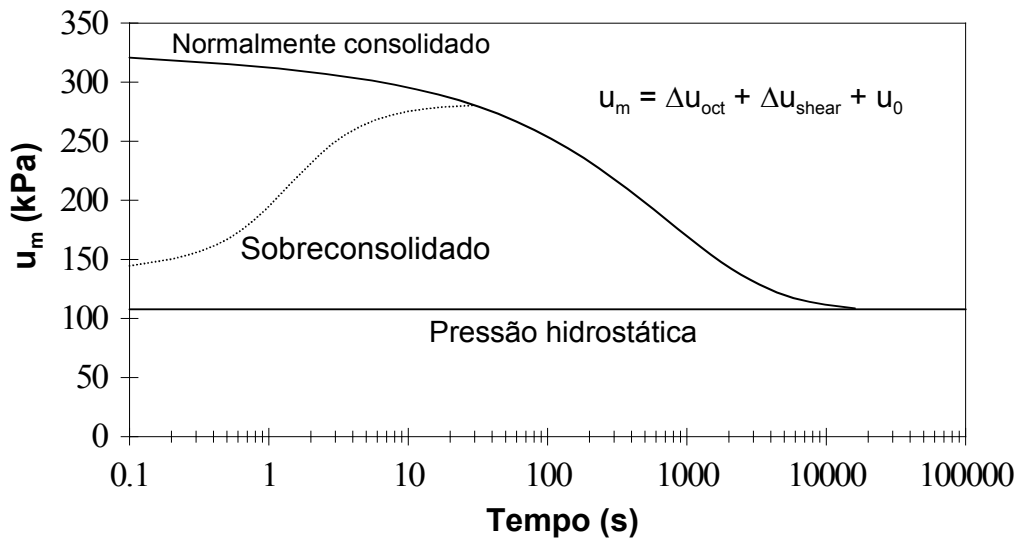


Figura 5.33 – Parcelas da dissipação de acordo como o modelo de Burns e Mayne (1988).

Nas condições do ensaio, I_r é um índice de rigidez não drenado e, na indisponibilidade de resultados de ensaios de campo “ideais” à sua determinação (pressiométricos, por exemplo), I_r pode ser estimado a partir da relação empírica proposta de Keaveny e Mitchel (1986), referida em Mayne (2001) e dada por:

$$I_r \approx \frac{\exp\left(\frac{137 - I_p}{23}\right)}{1 + \ln\left[1 + \frac{(OCR + 1)^{3,2}}{26}\right]^{0,8}} \quad [5.42]$$

A ‘velocidade’ a que se dá a dissipação dos excessos de tensão neutra depende da condutividade hidráulica do meio em redor da ponteira cônica e, uma vez determinado o coeficiente de consolidação, c_h , o coeficiente de permeabilidade, k_h , pode ser estimado, de acordo com Baligh e Levadoux (1980), referido por Lunne et al. (1997), a partir da relação:

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2,3 \sigma'_{v0}} R R C_h \quad [5.43]$$

onde R_R é a razão de recompressão e C_R a razão de compressão virgem ($C_c / (1 + e_0)$) e $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ é peso volumico da água. Segundo Baligh e Levadoux (1986) e Levadoux

e Baligh (1986), os valores de c_h determinados de acordo com os procedimentos acima referidos estão indexados ao estado sobreconsolidado, uma vez que, durante a penetração, o solo em redor da ponteira cônica é submetido a elevados níveis de deformações e a partir deste estado comporta-se como um solo em recompressão. Jamiolkowski et al. (1985) sugerem que a magnitude de c_h correspondente ao estado normalmente consolidado pode ser estimada a partir da expressão:

$$c_{h[NC]} = \frac{R_R}{C_R} c_{h[CPTu]} \quad [5.44]$$

Segundo os autores o quociente R_R/C_R varia no intervalo entre 0,13 e 0,15.

Schnaid (2000) refere que para fins de comparação com os ensaios de consolidação laboratoriais, os valores de $c_{h[NC]}$ podem ser convertidos em valores do coeficiente de consolidação vertical, $c_{v[NC]}$, indexáveis ao estado normalmente consolidado, através da expressão:

$$c_{v[NC]} = \frac{k_v}{k_{hR}} c_{h[NC]} \quad [5.45]$$

sendo as anisotropias de permeabilidades horizontal e vertical, $r_k = k_h/k_v$, apresentadas no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Razão de permeabilidades em argilas segundo Ladd et al. (1976) e Jamiolkowski et al (1985), (in Schnaid, 2000).

| Natureza da argila | k_h/k_v |
|---|-----------|
| Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida | 1,0 a 1,5 |
| Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis | 2,0 a 4,0 |
| Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável | 3,0 a 15 |

Burns e Mayne (1998) compararam os resultados de c_h obtidos pela aplicação do método acima referido com resultados laboratoriais obtidos em diferentes tipos de solos argilosos,

conforme a Figura 5.34. Observa-se que as relações c_v/c_h variam entre aproximadamente 0,7 e 3, e, segundo os autores, a ordem de grandeza da relação c_v/c_h varia em função do tipo de solo argiloso e tendencialmente obedece o comportamento assinalado no Quadro 5.4. Contudo, os autores referem a necessidade maior prudência na estimativa de c_v a partir de c_h , e de k_v a partir de k_h .

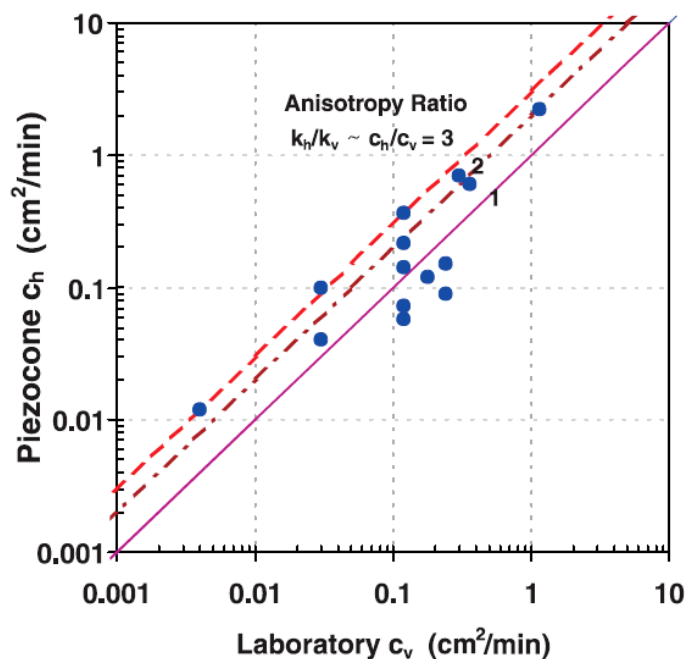


Figura 5.34 – Comparação entre c_v laboratorial e c_h da dissipação CPTu segundo por Burns e Mayne (1988) (*in* Mayne e Burns, 2000).

Finalmente, além dos condicionalismos atrás referidos, a decisão da realização de ensaios de dissipação deve na medida do possível ser baseada no conhecimento das características geológicas dos maciços, pois, por exemplo, a dissipações de poro-pressões em camadas espessas de argilas com baixas condutividades hidráulicas poderão ser excessivamente demoradas, tornando os ensaios onerosos e colocando em questão a viabilidade económica da sua realização nalguns projectos. Pelo contrário, nos geomateriais granulares caracterizados por elevados coeficientes de permeabilidade (areias, por exemplo) as dissipações poderão ser demasiadamente rápidas, com implicações adversas na determinação do valor de 'm' referido na equação [5.40] e na Figura 5.32, visto que, nestes solos é fundamental a determinação das poro-pressões nos instantes iniciais dos ensaios de dissipação.

5.4 CONCLUSÕES

Ao longo do presente capítulo foi abordado o estado do conhecimento dos ensaios geotécnicos de campo, em particular dos ensaios realizados no âmbito do presente trabalho, designadamente o ensaio de corte rotativo 'in situ', também designado ensaio de molinete (FVT), o ensaio de penetração estática com medição de poropressões e velocidades de propagação das ondas sísmicas – piezocone sísmico (SCPTu) – e o ensaio com o dilatómetro plano de Marchetti (DMT).

A abordagem consistiu primeiramente na descrição dos equipamentos, princípios e procedimentos de execução, com referências à documentação normativa associada.

Seguidamente, à luz dos métodos de interpretação disponíveis, de natureza racional (teórica), empírica ou semi-empírica, foi discutido o potencial de cada um dos ensaios ao nível da parametrização geotécnica em termos da definição do perfil geológico, classificação dos solos, da história e do estado das tensões, da resistência ao corte, da deformabilidade e rigidez e da consolidação e condutividade hidráulica.

Foi mostrado que para uma tão grande diversidade de parâmetros geotécnicos, os ensaios utilizados no presente trabalho estão entre os que apresentam melhor desempenho no universo da caracterização dos solos argilosos moles.

Por outro lado, na prática, a escolha dos equipamentos a utilizar envolve maiores ou menores constrangimentos de índole económica. Entende-se ser recomendável que, sempre que existam possibilidades, a execução combinada do FVT, do SCPTu e do DMT constitui uma ferramenta poderosa de caracterização dos maciços, dada a possibilidade da estimativa de parâmetros geotécnicos equivalentes obtidos de acordo com diferentes tipos de interpretação e/ou indexáveis a diferentes níveis de tensão e/ou deformação. Individualmente, e tal como fora referido no início do capítulo, o maior leque de informação normalmente necessário ao dimensionamento é coberto pelos métodos de ensaio que incorporam diferentes técnicas – métodos híbridos de ensaio – sendo o SCPTu, dentre os ensaios apresentados, o que se enquadra nesta categoria de ensaios.

Foi também enfatizado o grande volume de investigação na busca de métodos racionais de interpretação com recurso aos modelos físicos e aos métodos numéricos, cujos desenvolvimentos, apesar bastante encorajadores, não colocam de parte a utilização generalizada das correlações de natureza empírica de aplicação local ou regional, baseadas no tratamento estatístico de um cada vez maior número de ensaios realizados.

CAPÍTULO 6

ENQUADRAMENTO DO CAMPO EXPERIMENTAL

6.1 INTRODUÇÃO

O termo “campo experimental” aqui aplicado consiste, de facto, em quatro locais geograficamente distintos previamente identificados e enquadrados em zonas de ocorrência de depósitos aluvionares recentes da região de Aveiro.

O capítulo divide-se em três partes. Na primeira, é feito o enquadramento geográfico dos locais onde, numa primeira fase, foram realizadas as campanhas de sondagem com a recolha de amostras indeformadas e, numa segunda fase foram realizados ensaios de campo para caracterização geotécnica. Na segunda parte é feita uma abordagem aos principais aspectos de natureza geológica da região, tão exaustiva quanto se julga ser fundamental para a compreensão do papel por si desempenhado no comportamento e na magnitude de algumas propriedades de engenharia típicas dos solos moles. Finalmente, na terceira parte fazem-se considerações sobre alguns estudos geotécnicos realizados anteriormente na região. A ênfase é dada aos trabalhos de índole científica cujo critério de relevância assenta no entendimento que se tem do seu contributo ao estado actual do conhecimento em termos da caracterização geotécnica e o do desempenho dos solos moles da região de Aveiro, quando solicitados pela construção de obras de engenharia civil. Faz-se também, da forma mais sucinta que se entendeu conveniente, a apresentação dos principais resultados e as interpretações então realizadas e, oportunamente, tecem-se alguns comentários à luz do que se objectiva alcançar com o presente trabalho.

6.2 LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

Foram escolhidos quatro locais experimentais na cidade de Aveiro, nas proximidades da zona urbanizada, situados nas adjacências de alguns dos canais da Ria de Aveiro no intuito de serem representativos, o mais possível, dos depósitos de solos moles característicos da região. A localização e a denominação dos locais experimentais são, nomeadamente;

- Esteiro de S. Pedro (SA1),
- Agra, Esgueira (SA2),
- Canal de S. Roque (SA3) e;
- TIRTIFE (SA4).

A Figura 6.1 representa uma imagem de satélite (programa GOOGLE EARTH®) com a localização aproximada dos locais referidos.

O Esteiro de S. Pedro (SA1) atravessa os terrenos do Campus Universitário de Santiago e o acesso para a realização das sondagens, amostragem e ensaios de campo foi possível através de uma plataforma de trabalho então construída a obra de construção da ponte pedonal que actualmente serve de ligação à nova cantina universitária.



Figura 6.1 – Imagem de satélite (programa Google Earth ®) de parte da cidade de Aveiro, com a localização aproximada dos locais estudados.

O local SA2 situa-se na zona de Agra (Esgueira) nas margens de um dos canais da Ria de Aveiro. Nesta zona, o canal caracteriza-se, sobretudo, de ser um local de atracação de pequenas embarcações.

O local SA3 está situado na margem do canal de S. Roque, num terreno entre o referido canal e uma unidade fabril ligada à indústria do sal. O local é próximo da zona onde o canal de S. Roque é atravessado superiormente pela via rápida A25/ IP5.

O local designado por TIRTIFE (SA4) situa-se próximo do Terminal TIR (Tirtife - Terminais de Aveiro, S.A.). É o local cuja localização é mais interior à zona lagunar e no qual foi possível realizar a maior diversidade de ensaios *in situ*.

6.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS

Os locais de estudo enquadram-se na designada Bacia sedimentar de Aveiro (Bacia de Aveiro) que constitui o segmento mais setentrional da Orla Ocidental Meso-Cenozóica. A zona estudada é abrangida pela folha 16-A (Aveiro) da Carta Geológica de Portugal na escala 1:50.000, editada pelos Serviços Geológicos de Portugal.

Na Bacia de Aveiro, caracterizada por certos aspectos que a distinguem de outras sub-bacias da bacia Lusitânica, os primeiros sedimentos datam de há cerca de 200 Ma, quando após fracturação, as designadas placas euro-asiática e norte-americana começaram a separar-se uma da outra e o espaço intercalar que viria a aumentar continuamente de extensão foi invadido pelas águas do Atlântico. Conhece-se relativamente bem a natureza e em muitos casos a idade dos sedimentos, essencialmente detríticos mas, nalguns casos também químicos, que se foram depositando na bacia sedimentar de Aveiro (Gomes, 1992). Em termos estratigráficos, o substrato da Bacia de Aveiro consiste em gnaisses e migmatitos (Proterozóico) assim como granitóides (Paleozóico) no extremo norte, e micaxistos e xistos (Proterozóico) nas demais zonas (Rocha, 1993). A Figura 6.2 ilustra um esboço geológico da região.

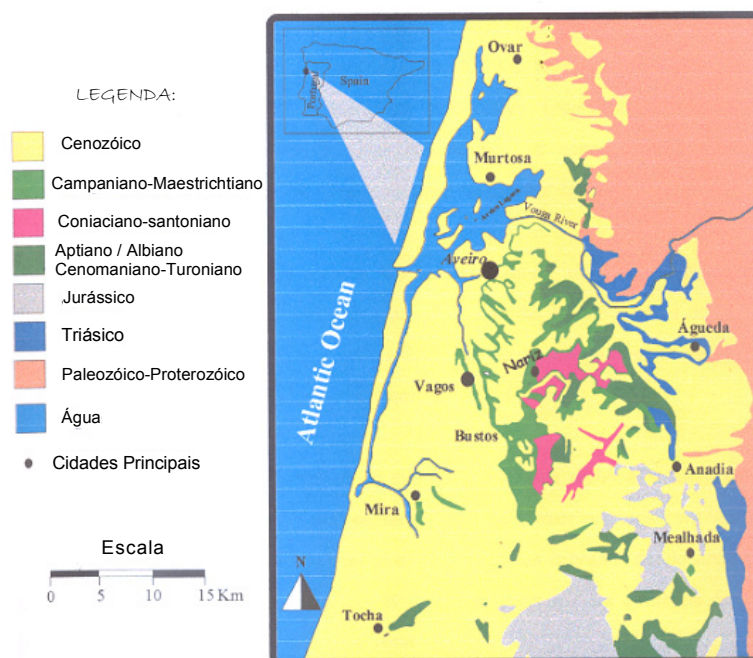


Figura 6.2 – Enquadramento geológico da região de Aveiro (Galhano, 1999)

As formações sedimentares sobrejacentes correspondem às unidades litoestratigráficas Meso-Cenozóicas cartografadas na região, cuja caracterização geológica é devida, em

boa medida, a estudos desenvolvidos por investigadores da Universidade de Aveiro. São exemplos, os estudos no âmbito da Sedimentologia (Bernardes et al, 1987), da Hidrogeologia (Marques da Silva, 1992 e Condesso Melo, 2002) e da Mineralogia (Rocha, 1993). Apesar da consabida relevância das formações Mesozóicas na Bacia de Aveiro, a sua descrição geológica pormenorizada afasta-se do âmbito do presente trabalho, cujo interesse fundamental está nas formações geologicamente mais recentes. Contudo, no Quadro 6.1, são feitas referências às formações Mesozóicas de Aveiro.

Quadro 6.1 – Unidades litoestratigráficas Meso-Cenozóicas definidas na Bacia de Aveiro (adaptado de Rocha, 1993)

| Unid. Litoestratigráficas | Litologia | | Idade |
|---|---|-----------|--|
| Dunas, areias eólicas, de praia, aluviões | Areias finas a médias | CENOZÓICO | Quaternário (Holocénico) |
| Depósitos de praias antigas e terraços fluviais | Areias médias a grosseiras, c/burgau, com níveis argilosos | | Quaternário (Plio-Pleistocénico) |
| Unidade IV | Areias finas e lodos c/ conchas | | Holocénico |
| Unidade III | Areias finas argilosas micáceas c/ conchas | | Plio-pleistocénico |
| Unidade II | Areias finas argilosas | | Neogénico (?) |
| Unidade I | Calcários margosos e margas, com níveis superiores gresosos, grosseiros | | Paleogénico (?) |
| Argilas de Aveiro | Argilas e margas, com níveis calcários | MESOZÓICO | Campaniano-Maastrichtiano |
| Grés de Verba | Grés margosos e margas gresosas | | Cenomaniano-Santoniano |
| Grés de Oiã | Grés argilosos e argilas arenosas | | Turoniano superior-Coniaciano inferior |
| Grés micáceo | Grés grosseiros a médios, micáceos, com níveis argilo-margosos | | Cenomaniano superior-Turoniano |
| Formação carbonatada | Calcários margosos | | Cenomaniano |
| Grés da Palhaça | Grés médios a grosseiros, sub-arcósicos | | Apciário/Albiano-Cenomaniano inferior |
| Margas de Eiras | Margas gresosas e grés margosos | | Carixiano-Domeriano |
| Camada de S. Miguel | Calcário margosos | | Lotaringiano superior-Carixiano inferior |
| Camadas de Coimbra s.s | Calcários margosos dolomíticos | | Sinemuriano-Lotaringiano inferior |
| Margas de Dagorda | Margas arenosas | | Hetangiano |
| Grés de Eirol | Grés argilo-margosos vermelhos | Triásico | Reciano |

Como se deduz, reveste-se de particular importância no contexto do presente trabalho a abordagem ao Cenozóico, em particular o seu Período Quaternário.

Até ao presente, não foram cartografadas na região formações do Eocénico, do Oligocénico e do Miocénico. Tem sido considerada a existência de uma importante lacuna estratigráfica entre o fim do Senoniano e o Plio-Pleistocénico. Contudo, de acordo com Rocha (1993), Rocha e Gomes admitiram a ocorrência de formações Paleogénicas na Bacia de Aveiro tendo, os mesmos autores, subdividindo os sedimentos cenozóicos nas quatro unidades (I, II, III e VI) que constam do Quadro 5.1.

As ocorrências cartografadas do Pliocénico (Plio-Pleistocénico) são fundamentalmente correspondentes a níveis de praias e a depósitos de terraços (Teixeira e Zbyszewski, 1976). De acordo com Rocha (1993), Lauverjat admitiu a existência de importantes depósitos Pliocénicos de origem continental e marinha, relacionados com a existência de uma fossa tectónica paralela à costa actual.

Em relação ao Pleistocénico, Rocha (1993) baseando-se nos estudos em Choffat faz referência às Areias de Esgueira, que correspondem a diversos níveis de praias antigas e de terraços fluviais.

No decurso do Holocénico, e ainda de acordo com Rocha (1993), depositaram-se areias finas, progressivamente lodosas, muito micáceas, de tons predominantemente acinzentados escuros, a que se sobrepõem lodos, por vezes algo arenosos, negros, e, no topo, areias finas, eólicas, de tons geralmente acastanhados claros a esbranquiçados (Unidade IV). Os solos desta formação foram o objecto fundamental da investigação divulgada na presente dissertação.

No presente trabalho, os locais de estudo ativeram-se à zona lagunar, equivalente à designada Ria de Aveiro¹, cujo processo de formação é indissociável do estabelecimento do extenso cordão dunar existente no litoral de Aveiro. Em termos geomorfológicos trata-se de uma zona, no geral, aplanada e de baixa altitude na qual se destacam os inúmeros canais como elementos dominantes da paisagem. A Ria de Aveiro representa um sistema deposicional lagunar do tipo barreira.

A Ria de Aveiro começou a desenvolver-se já em tempos históricos (séc. XI) quando um cordão litoral de natureza arenosa se foi formando do lado do mar estendendo-se de norte para sul (Fig. 6.3). Como consequência da respectiva barreira do Vouga houve Períodos de tempo nos séculos XVII e XVIII que o sistema estuarino ficou isolado do mar proporcionando a formação de uma verdadeira laguna, facto que em particular se

¹ A designação «Ria de Aveiro» não está cientificamente correcta, dada a sua génese não corresponder à de uma verdadeira ria, nem tão pouco à de um «half-delta», classificação que também lhe tem sido atribuída. Como resultado de tão grande indefinição, actualmente a comunidade científica prefere utilizar um conceito mais generalista – o de LAGUNA.

reflectiu em indesejável e nociva insalubridade na região. A situação melhorou a partir de 1808 quando por intervenção positiva do homem se abriu uma barra artificial posteriormente beneficiada e estabilizada (Gomes, 1992)

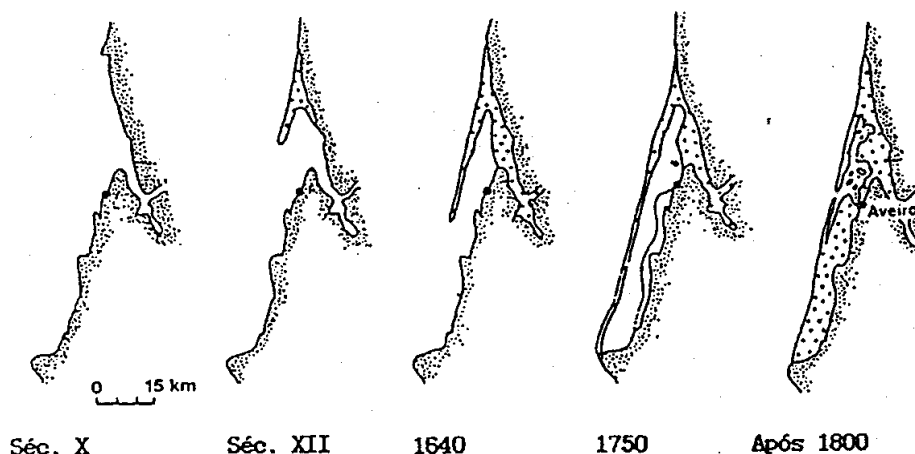


Figura 6.3 – Alguns estágios da formação e evolução da laguna de Aveiro desde o Século X, segundo Abecassis (Gomes, 1992)

Estudos litoestratigráficos e paleoambientais da Bacia de Aveiro a partir do conhecimento da mineralogia das argilas, realizados por Rocha (1993), levaram este autor a depreender que durante o Quaternário os sedimentos foram depositados inicialmente em ambiente estuarino, ora mais aberto ora mais confinado, onde a água se caracterizava, em regra, por fraco dinamismo. As condições climáticas terão evoluído, no decurso do Pleistocénico, de temperaturas menos quentes e pluviosas que no final do Terciário para temperaturas mais quentes e húmidas. Este contraste ter-se-ia progressivamente esbatido ao longo do Holocénico, ainda que de modo não contínuo, com alternância de períodos mais frios e secos com períodos mais quentes e pluviosos. Com o gradual recuo do mar, depositaram-se coberturas arenosas que constituem as plataformas de praias antigas e, com a concomitante instalação e encaixe da rede de drenagem, formaram-se os níveis de terraços fluviais conhecidos. Já em tempos históricos desenvolve-se o cordão litoral, anteriormente referido, e o ambiente evolui para uma bacia (a actual laguna) que, em termos gerais pode ser considerada anóxica. Em simultâneo as areias eólicas avançam para o interior originando o manto dunar fixado recentemente por cobertura florestal. A actual abertura da laguna é artificial, tendo sido aberta em princípios do século XIX, altura em que de igual modo foi regularizado o troço terminal do rio Vouga, a partir de então denominado “Rio Novo do Príncipe”.

6.4 ESTUDOS GEOTÉCNICOS ANTERIORES

A prática geotécnica debate-se frequentemente com algumas das características emblemáticas do insatisfatório desempenho dos solos moles, nomeadamente as suas baixa capacidade de carga e elevada compressibilidade. Tal facto tem conduzido a uma cada vez maior investimento na investigação, por via da caracterização experimental, para a compreensão e previsão do comportamento dos solos moles quando solicitados pelas obras de engenharia civil.

Tal como para o resto do País, acredita-se que em relação à região de Aveiro, não se dispõe ainda de um acervo bibliográfico qualitativamente exaustivo sobre a temática da caracterização geotécnica dos solos moles, pretendendo o presente trabalho ser um contributo para o seu melhor conhecimento. Na região de Aveiro continuam a ser projectadas e construídas várias obras de engenharia civil sobre os solos moles, algumas de grande envergadura, e que, naturalmente, envolvem estudos geológico-geotécnicos. Nalguns casos, as empresas e entidades envolvidas em tais projectos promovem a boa prática de divulgação dos seus estudos em fóruns de carácter científico (e não só), dando-os ao conhecimento e proporcionando a sua discussão pública com os investigadores académicos e empresários da comunidade geotécnica. Contudo, dado o seu carácter ocasional e sobretudo a pressão económica exercida sobre o tempo de execução das obras, os referidos estudos de caracterização não cobrem suficientemente os objectivos normalmente perseguidos pelos investigadores geotécnicos.

Até ao presente, e do ponto de vista do interesse do conhecimento geotécnico para a região de Aveiro entende-se serem relevantes os trabalhos de investigação realizados por Ferreira Gomes (1992), Aguiar (1992) e Carvalho (2002).

Ferreira Gomes (1992), no âmbito da sua tese de doutoramento, apresentou uma grande quantidade de resultados de ensaios de laboratório e de campo, realizados para a avaliação das propriedades geotécnicas das unidades geológicas da Bacia de Aveiro. Nas zonas aluvionares foram recolhidas amostras em sondagens à percussão, até profundidades próximas dos 20 metros. A caracterização laboratorial consistiu em ensaios de identificação, de compactação, de permeabilidade, de consolidação, ensaios de corte directo e ensaios de compressão uniaxial e triaxial. Os ensaios de campo realizados envolveram a prospecção geofísica (eléctrica e sísmica) e a prospecção mecânica por ensaios, nomeadamente com penetrómetros dinâmicos (PDL e SPT), penetrómetro estático (CPT), e ensaios de molinete (FVT). Foram também realizados estudos de capacidade de carga, de susceptibilidade aos assentamentos, estudos hidrogeológicos, geomorfológicos e geodinâmicos. Com base no conjunto dos resultados,

aquele autor propôs um zonamento geotécnico da área urbana e suburbana da região de Aveiro, à escala 1/10000, baseado no levantamento geológico na mesma escala, de Teixeira e Zbyezewski (1976). As unidades geotécnicas estabelecidas por Ferreira Gomes (1992) estão relacionadas com as unidades geológicas de acordo com o Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Unidades geotécnicas e seu enquadramento geológico da região de Aveiro, (in Ferreira Gomes e Ladeira, 2004)

| | Unidades geotécnicas | | Unidades Geológicas | |
|-----------|----------------------|---------------------------------|--|-----------------|
| | | | | |
| Formações | Superficiais | Aterros (At) | - | |
| | | Aluviões fluviais (Af) | Depósitos modernos | |
| | | Complexo Aluvionar Lodoso (CAL) | | |
| | | Areias de praia (Ap) | | |
| | | Areias dunares (Ad) | | |
| | | Terraços de praias antigas (Q) | Depósitos de praias antigas e de terraços fluviais | Pleistocénico |
| | | Terraços fluviais antigos (Qc) | | |
| | Do substrato | Complexo Silto-argiloso (Cs) | Depósitos silto-argilosos | Cretácico (?) |
| | | “Argilas de Aveiro” (CA) | Arenitos e argilas de Aveiro | Cretácico |
| | | Complexo Argilo-arenoso (CE) | | |
| | | Complexo Arenos-siltoso (CR) | Arenitos de Mamodeiro Calcários e argilas de Carrajão Arenitos de Requeixo | |
| | | Arenitos (T) | Arenitos de Eirol | Triásico sup. |
| | | Xistos (X) | Complexo Xisto-Grauváquico | Ante-ordovícico |

Os solos estudados no presente trabalho enquadram-se, fundamentalmente, na unidade geotécnica Complexo Aluvionar Lodoso (CAL). A unidade CAL destaca-se pela sua área em planta bastante significativa, pelo conjunto heterogéneo constituído pelos seus sedimentos com bruscas variações laterais e verticais dos tipos de solos. Na sequência vertical dos depósitos ocorrem frequentemente intercalações de lodos e areias, por vezes com alguns seixos. O CAL ocorre até profundidades muito variáveis, oscilando frequentemente entre 20 e 30 metros. Ferreira Gomes e Ladeira (1989), baseados nas características de identificação subdividiram os lodos da unidade CAL em lodos *sensu strictu* (l.s.s.), lodos com areia (l.c.a.) e lodos arenosos (l.a.). Além dos lodos, fazem parte desta unidade geotécnica as areias por vezes lodosas e os cascalhos na sua base. De acordo com a Classificação Unificada, os solos lodosos foram maioritariamente classificados como orgânicos pertencentes às classes OL e OH, apesar de, ao longo do referido trabalho, não haver indicações de terem sido determinados os teores de matéria

Aguiar (1992), no âmbito da sua tese de mestrado, realizou estudos de caracterização por ensaios laboratoriais sobre amostras de solos lodosos provenientes da zona de Esgueira (Aveiro), recolhidas numa sondagem de mais de 20 m de profundidade, para a construção de uma obra de arte sobre o IP5. A Figura 6.5, posteriormente publicada por Aguiar e Matos Fernandes (1995) apresenta o perfil geológico-geotécnico do local e a localização da amostragem. De acordo com Aguiar (1992) foram realizados ensaios para caracterização em termos da identificação e classificação, avaliação das características da compressibilidade e da consolidação e das relações tensão-deformação-resistência ao corte. A anisotropia do comportamento mecânico foi também objecto de estudo, tendo sido identificada de modo bastante evidente

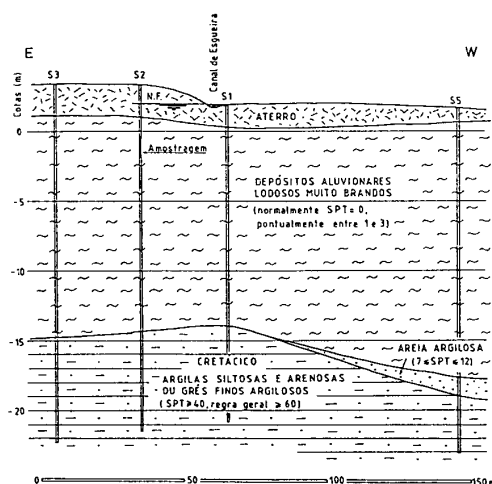


Figura 6.5 – Perfil geológico-geotécnico e localização da amostragem no canal de Esgueira (Aguiar e Matos Fernandes, 1995)

Os solos foram caracterizados visualmente como solos finos bastante homogêneos, de cor cinzento-escuro. Foram determinados os teores de matéria orgânica por tratamento com peróxido de hidrogénio, a 20 volumes, tendo sido obtidos valores entre 9% e 10 %. Os limites de consistência foram determinados para os solos no estado natural, seco ao ar e seco em estufa. Quando ensaiados no estado natural classificam-se são siltes orgânicos pertencentes à classe OH, mas poderiam ser incorrectamente classificados como ML ou OL, se os seus limites de consistência tivessem sido unicamente determinados com base em ensaios sobre amostras previamente secas.

Os parâmetros da compressibilidade e da consolidação do solo foram estimados a partir de ensaios edométricos clássicos, por carga incremental. Os resultados revelaram tratar-se de solos ligeiramente sobreconsolidados ($OCR=1,5$), sendo do entendimento do autor

Aguiar (1992), no âmbito da sua tese de mestrado, realizou estudos de caracterização por ensaios laboratoriais sobre amostras de solos lodosos provenientes da zona de Esgueira (Aveiro), recolhidas numa sondagem de mais de 20 m de profundidade, para a construção de uma obra de arte sobre o IP5. A Figura 6.5, posteriormente publicada por Aguiar e Matos Fernandes (1995) apresenta o perfil geológico-geotécnico do local e a localização da amostragem. De acordo com Aguiar (1992) foram realizados ensaios para caracterização em termos da identificação e classificação, avaliação das características da compressibilidade e da consolidação e das relações tensão-deformação-resistência ao corte. A anisotropia do comportamento mecânico foi também objecto de estudo, tendo sido identificada de modo bastante evidente

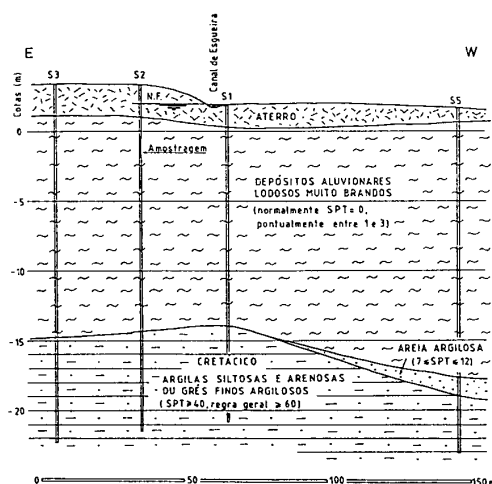


Figura 6.5 – Perfil geológico-geotécnico e localização da amostragem no canal de Esgueira (Aguiar e Matos Fernandes, 1995)

Os solos foram caracterizados visualmente como solos finos bastante homogêneos, de cor cinzento-escuro. Foram determinados os teores de matéria orgânica por tratamento com peróxido de hidrogénio, a 20 volumes, tendo sido obtidos valores entre 9% e 10 %. Os limites de consistência foram determinados para os solos no estado natural, seco ao ar e seco em estufa. Quando ensaiados no estado natural classificam-se são siltes orgânicos pertencentes à classe OH, mas poderiam ser incorrectamente classificados como ML ou OL, se os seus limites de consistência tivessem sido unicamente determinados com base em ensaios sobre amostras previamente secas.

Os parâmetros da compressibilidade e da consolidação do solo foram estimados a partir de ensaios edométricos clássicos, por carga incremental. Os resultados revelaram tratar-se de solos ligeiramente sobreconsolidados ($OCR=1,5$), sendo do entendimento do autor

que tal se deve às variações no nível freático e (ou) à consolidação secundária. No Quadro 6.3 são apresentados alguns dos parâmetros da compressibilidade e da consolidação donde ressalta, por um lado, a relação linear entre C_c e C_α e, por outro lado, a verificação da média a elevada compressibilidade secundária do solo, de acordo com a relação $C_\alpha/(1+e)$.

Quadro 6.3 – Compressibilidade e da consolidação dos solos de Esgueira (Aguilar, 1992)

| Parâmetros | Solo de Esgueira |
|---|------------------|
| C_c | 0,50 |
| C_r | 0,09 |
| $C_v \times 10^{-3} \text{ (cm}^2/\text{s) }^*$ | 4,0 – 7,0 |
| C_α/C_c | 0,044 |
| $C_\alpha/(1+e)$ | 0,8 – 1,0 |

*no ramo virgem

As relações tensão-deformação-resistência ao corte, foram avaliadas a partir de ensaios triaxiais em compressão e em extensão, não drenados, com prévia reconsolidação anisotrópica dos provetes para a condição K_0 (TC CK_0U e TE CK_0U), sendo K_0 estimado empiricamente em função da plasticidade dos solos. Os ensaios foram conduzidos segundo um programa que envolveu diferentes tensões efectivas de consolidação, diferentes trajectórias de tensões e taxas de deformação. Segundo o referido autor, o conjunto dos ensaios dos ensaios em compressão produziu uma envolvente de rotura para a qual os parâmetros resistentes coesão e ângulo de resistência ao corte, em termos das tensões efectivas, foram de $c'=20$ kPa e de $\phi'=31^\circ$, respectivamente.

A anisotropia do comportamento mecânico do solo de Esgueira é bem evidenciada pelo conjunto dos resultados dos ensaios de compressão e de extensão triaxial realizados (Quadro 6.4), a partir das mesmas tensões efectivas de consolidação (Aguilar, 1992).

Quadro 6.4 – Ensaio triaxiais de compressão e em extensão. Comportamento anisotrópico (Aguilar, 1992)

| σ'_{vc} (kPa) | Tipo de ensaio | C_u (kPa) | C_u/σ'_{vc} | E_u (MPa) | E_u / C_u | A_f | ε_{af} (%) | K_s |
|-------------------------|-------------------|----------------|--------------------|----------------|-------------|-------------|---------------------------|-------|
| 120 | Compressão | 60 | 0,50 | 40 | 670 | 0,36 | 2,5 | 0,5 |
| | Extensão | 30 | 0,25 | 35 | 1170 | 0,93 | -3,0 | |
| 240 | Compressão | 90 – 104 | 0,38 – 0,43 | 27 – 55 | 280 – 530 | 0,50 – 0,91 | 3,0 – 3,5 | 0,4 |
| | Extensão | 37 - 38 | 0,15 – 0,16 | 42 - 60 | 1110-1620 | 0,85 – 0,90 | -4,0 | |

Aguiar e Matos Fernandes (1995) compararam os resultados das resistências não drenadas obtidas em laboratório com os resultados de 25 ensaios de molinete executados no mesmo depósito, cinco dos quais no local da amostragem e os restantes a cerca de 3 km. Na Figura 6.6 estão os resultados, bem como a representação dos três valores obtidos em laboratório, sendo assinalável o grau de concordância entre os valores de campo e de laboratório. A ligeira sobreconsolidação, pelo menos nas camadas mais superficiais traduz-se na equação $c_u = 12,7 + 0,27 \sigma'_{v0}$ (kPa).

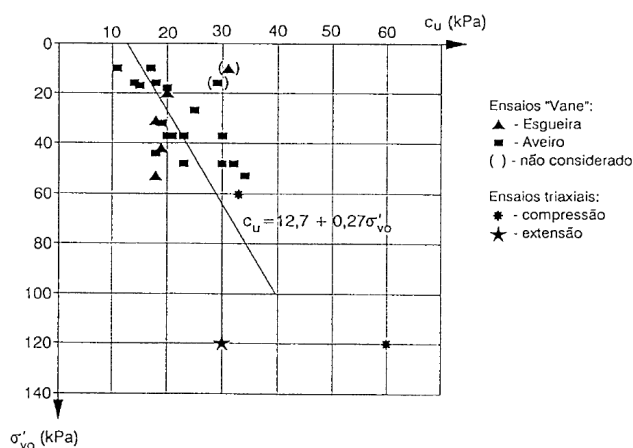


Figura 6.6 – Solo de Esgueira: resistência não drenada obtida em ensaios FVT e triaxiais (Aguiar e Matos Fernandes, 1995)

Carvalho (2002), no âmbito da sua tese de mestrado, realizada com base em ensaios geotécnicos de laboratório, executou uma metodologia de trabalho com o objectivo do reconhecimento da anisotropia induzida em solos argilosos e a sua presumível relação com a génese e as histórias pós-deposicionais. No referido estudo, além da região de Aveiro, foram estudadas amostras provenientes de outras regiões do País.

As amostras provenientes de Aveiro foram recolhidas durante as campanhas de sondagens relacionadas com a presente dissertação. Uma parceria institucionalmente acordada entre as unidades de investigação a que pertencem o referido autor (FEUP) e o autor da presente dissertação (UA) viabilizou a realização dos ensaios referidos a seguir. As amostras, em número de quatro, foram recolhidas em locais onde, posteriormente, no âmbito da presente dissertação foram realizados ensaios de caracterização *in situ*. Deste modo, alguma da interpretação feita pelo autor atrás referido revelou-se de interesse na análise e interpretação dos resultados divulgados na presente dissertação, designadamente, como se verá mais adiante, na apreciação combinada dos ensaios de campo e de laboratório.

De acordo com Carvalho (2002), após a caracterização das amostras indeformadas no seu estado natural, procedeu-se também à caracterização em condições remoldadas, ou seja, mantendo toda a sua composição química, mineralógica e granulométrica mas destruindo toda a estrutura dependente de ligações inter e intraparticulares e alinhamentos preferenciais, de forma a determinar os designados parâmetros intrínsecos. Os solos foram classificados como pertencendo às classes OL e OH e genericamente descritos como argilas orgânicas, com ou sem silte, pouco activas e de consistência mediana a mole.

Tendo presente a questão da anisotropia, os ensaios edométricos foram realizados com a aplicação das cargas nas direcções principais perpendiculares de provetes da mesma amostra. Os parâmetros estimados a partir das diferentes trajectórias edométricas revelaram alguma sobreconsolidação, mais acentuada à superfície e mais esbatida em profundidade, aspecto este a que se julgou não serem alheios os efeitos da consolidação secundária, em geral, e as flutuações do nível freático, em particular nas zonas mais superficiais. Segundo Carvalho (2002), os parâmetros de compressibilidade apresentam uma evolução decrescente em profundidade, ressaltando os valores correspondentes ao nível mais superficial do depósito, tal como seria de esperar, atendendo ao valor de OCR mais elevado. Foram determinados valores de C_c situados entre 0,118 e 0,716. À mesma profundidade, os valores mais baixos da relação $C_c/(1+e_0)$ são obtidos nas amostras consolidadas na direcção vertical, aspecto que, segundo o autor em referência, não se afigura inesperado dada, por um lado, a condição ligeiramente sobreconsolidada destes solos, e, por outro, o facto do estado de tensão de repouso se caracterizar por valores da tensão geostática horizontal menores que os valores da tensão geostática vertical ($K_0 < 1$), o que conduz mais rapidamente a estados de compressibilidade virgem.

Quanto aos coeficientes de consolidação de permeabilidade, foi verificada a sua sensibilidade à variação da tensão efectiva, com valores de c_v entre 1 m²/ano e 11,3 m²/ano, e valores de c_h entre 1,9 m²/ano e 15 m²/ano. Por seu lado, e de uma forma geral, os valores obtidos de k_v , apesar de tudo ligeiramente superiores aos obtidos por Aguiar (1992), são típicos de solos silto-argilosos, e da ordem de magnitude de 10⁻⁷ m/s. Para o escalão de carga correspondente à σ'_{v0} , a superioridade deste parâmetro na direcção horizontal vai-se esbatendo, ou invertendo mesmo, para cargas mais elevadas. Foram obtidos diferentes valores de $r_K = c_h/c_v$, para os quais Carvalho (2002) atribui o significado seguinte: "...os outros valores reflectem a heterogeneidade global do maciço,

$r_K=3$ traduzirá uma sobreconsolidação da camada mais superficial; $r_K=1,6$ resultará de uma quase ausência de heterogeneidades e $r_K=4,8$ reflectirá uma fábrica acentuada”.

A determinação dos parâmetros de resistência efectiva e não drenada foi feita a partir da execução de ensaios triaxiais dos tipos TC CK₀U e TE CK₀U, com a consolidação para $K_0=1$ ou tentando reproduzir as condições de repouso, com $K_0=0,63$, determinado a partir da expressão $K_0=0,19+0,233 \log I_P$, proposta por Alpan (1967). Em compressão, foi obtido $c'=6$ kPa e $\phi'=38^\circ$, para o solo no seu estado natural, e $c'=0$ kPa e $\phi'=37^\circ$ no estado remoldado. Em extensão, foi obtido $c'=4$ kPa e $\phi'=28^\circ$, para o solo no seu estado natural, e $c'=0$ kPa e $\phi'=16^\circ$ no estado remoldado.

Segundo Carvalho (2002) a avaliação da anisotropia da resistência não drenada K_s foi realizada mediante o quociente entre as resistências não drenadas em extensão e em compressão e pela correlação apresentada por Ladd (1991), conforme a expressão [6.1], cujos resultados obtidos estão apresentados no Quadro 6.5.

$$K_s = 0,137 + 0,72 I_P \quad [6.1]$$

Quadro 6.5 – Ensaio triaxiais de compressão e em extensão. Comportamento anisotrópico (Carvalho, 2002)

| Amostra | $K_s = \frac{c_{u[TE]}}{c_{u[TC]}}$ | $K_s = 0,137 + 0,72 I_P$ | I_P (%) |
|---------|-------------------------------------|--------------------------|-----------|
| SA1-1 | 0,71 | 0,51 | 19 |
| SA1-2 | 1,2 | - | - |
| SA1-3 | 0,33 | 0,54 | 24 |
| SA1-4 | 0,39 | - | - |

Genericamente, os valores de K_s apresentados no quadro anterior são baixos, revelando por si só um comportamento anisotrópico dos solos quanto à resistência não drenada. De realçar a pouca semelhança entre os dois processos de determinação de K_s , muito provavelmente de cariz quase exclusivamente induzida, em maior ou menor escala, pelas dificuldades na determinação do quociente entre $c_{u[TE]}$ e $c_{u[TC]}$ (Carvalho, 2002).

CAPÍTULO 7

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

7.1 RECOLHA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS

A recolha de amostras indeformadas nos locais seleccionados foi realizada por uma equipa da Divisão de geotecnia da empresa Mota & Cia. Foi utilizado um tubo amostrador com sistema de retenção da amostra no interior de um tubo porta-amostra transparente em PVC, com 50mm de diâmetro 600mm de comprimento. Em geral, a amostragem foi realizada a cada dois metros de profundidade. Em cada operação de amostragem, após a extracção do tubo amostrador para a superfície, o tubo porta-amostra foi retirado do seu interior e devidamente parafinado em ambas extremidades. Os vários tubos porta-amostra, colocados em caixas de armazenamento, foram posteriormente transportados para o laboratório, onde foram conservados em câmara húmida até a realização dos ensaios. Na Figura 7.1 estão ilustradas a máquina de sondagem utilizada e as amostras colhidas a diferentes profundidades num dos locais de estudo.



Figura 7.1 – Amostragem indeformada no local SA2 (Agra-Esgueira); (a) máquina de sondagem; (b) amostras recolhidas.

O final da amostragem indeformada dos solos moles foi marcado pelo aparecimento da formação cretácea, correspondente às argilas sobreconsolidadas de Aveiro. Foram recolhidas um total de 30 amostras, sendo a distribuição pelos diferentes locais conforme o Quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Amostragem nos diferentes locais

| | Local | Intervalo de profundidade amostrado | Número de amostras |
|-----|---------------------|-------------------------------------|--------------------|
| SA1 | Esteiro de S. Pedro | 2,0 – 24,60m | 12 |
| SA2 | Agra-Esgueira | 1,10m – 3,90m | 3 |
| SA3 | Canal de S. Roque | 2,00 – 6,60m | 3 |
| SA4 | TIRTIFE | 2,0 – 24,60m | 12 |

7.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS

Em laboratório foram realizados ensaios para identificação e classificação dos solos amostrados, bem como ensaios para avaliar as características da compressibilidade deste tipo de solos (ensaios de consolidação edométrica) e o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte (ensaios triaxiais). Deste modo, procedeu-se à determinação das propriedades físicas elementares, da composição e distribuição granulométricas, à determinação características da plasticidade e consistência, à análise de resultados da difracção de raios-X e da microscopia electrónica de varrimento, determinação do teor de matéria orgânica. Foram também realizados ensaios

7.2.1 Propriedades físicas

As propriedades físicas determinadas experimentalmente foram o teor de água no estado natural (w_n), a densidade relativa das partículas (G_s) e peso volúmico (γ). A determinação do teor de água foi realizada de acordo com a norma portuguesa NP 84. A determinação da densidade relativa das partículas foi realizada de acordo com a norma portuguesa NP 83. O peso volúmico das amostras de solo foi determinado pelo método da parafina (Bardet, 1997) e/ou durante a preparação dos provetes para a realização de ensaios edométricos e triaxiais.

A partir dos resultados dos parâmetros acima referidos foram calculados outros índices físicos relevantes na avaliação do comportamento dos solos, nomeadamente o índice de vazios (e) e o grau de saturação (S). No Quadro 7.2 é apresentado o conjunto de resultados obtidos. Por seu lado, na Figura 7.2 os resultados são apresentados na forma de um gráfico que evidencia a variação de alguns dos principais índices físicos com a profundidade nos diferentes locais estudados.

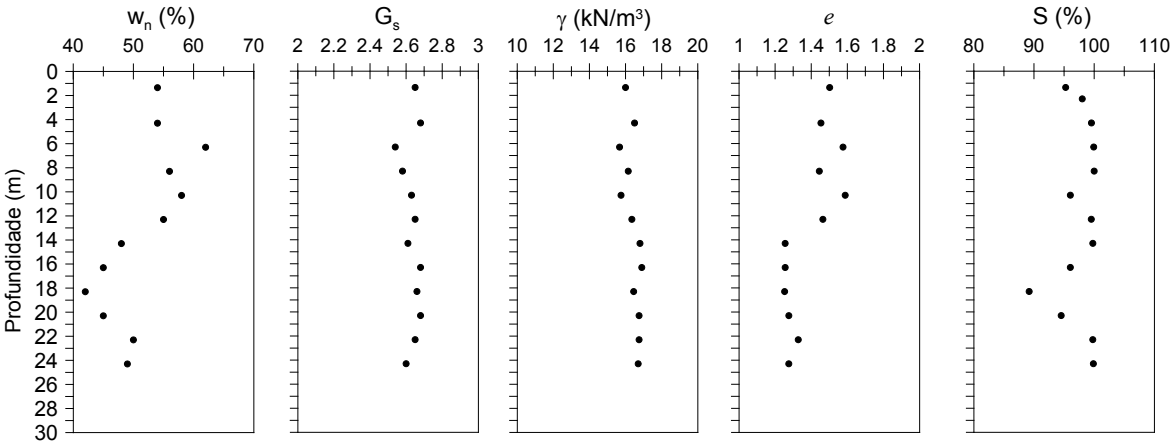
Da análise visual das amostras recolhidas foi possível observar a natureza predominantemente lodosa dos solos estudados, com a presença mais ou menos acentuada de restos de conchas, acreditando-se que a variação dos parâmetros físicos com a profundidade está fundamentalmente associada a predominância relativa das fracções granulométricas argila, silte ou areia bem como ao teor de matéria orgânica.

Quadro 7.2 – Propriedades físicas determinadas em laboratório (γ , w , G_s) e determinadas por cálculo (γ_s , e e S).

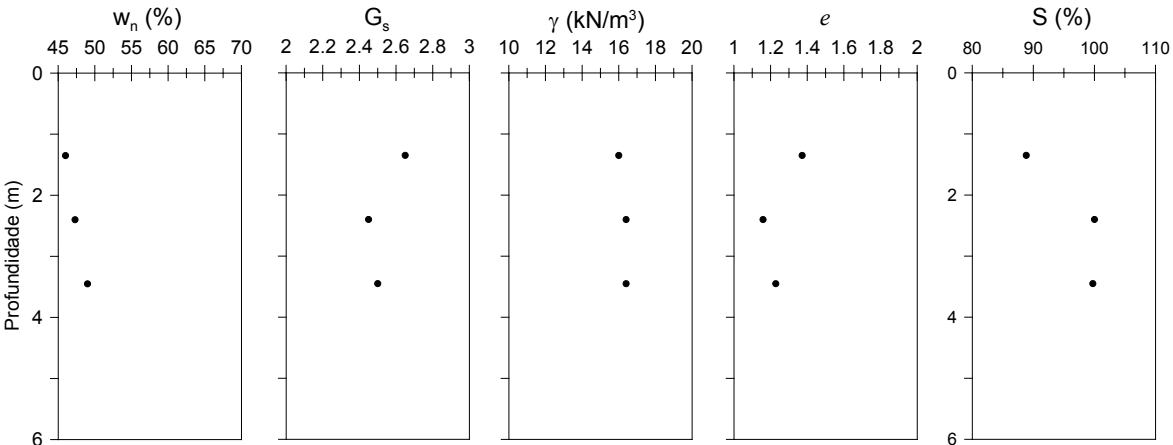
| | Profundidade (m) | γ (kN/m ³) | w (%) | G_s | γ_s (kN/m ³) | e | S (%) |
|----------------------|---------------------|----------------------------------|------------|-------|------------------------------------|-------|------------|
| Esteiro de S. Pedro | 2,30 | 17,1 | 43,0 | 2,62 | 25,7 | 1,149 | 98,0 |
| | 4,30 | 16,5 | 54,0 | 2,68 | 26,3 | 1,454 | 99,5 |
| | 6,30 | 15,7 | 62,0 | 2,54 | 24,9 | 1,576 | 99,9 |
| | 8,30 | 16,2 | 56,0 | 2,58 | 25,3 | 1,445 | 100,0 |
| | 10,30 | 15,8 | 58,0 | 2,63 | 25,8 | 1,588 | 96,0 |
| | 12,30 | 16,4 | 55,0 | 2,65 | 26,0 | 1,465 | 99,5 |
| | 14,30 | 16,8 | 48,0 | 2,61 | 25,6 | 1,256 | 99,8 |
| | 16,30 | 16,9 | 45,0 | 2,68 | 26,3 | 1,256 | 96,0 |
| | 18,30 | 16,5 | 42,0 | 2,66 | 26,1 | 1,253 | 89,2 |
| | 20,30 | 16,8 | 45,0 | 2,68 | 26,3 | 1,276 | 94,5 |
| | 22,30 | 16,8 | 50,0 | 2,65 | 26,0 | 1,328 | 99,8 |
| | 24,30 | 16,7 | 49,0 | 2,60 | 25,5 | 1,276 | 99,9 |
| Agra Esgueira | 1,35 | 16,0 | 46,0 | 2,65 | 26,0 | 1,372 | 88,8 |
| | 2,4 | 16,4 | 47,3 | 2,45 | 24,0 | 1,159 | 100,0 |
| | 3,45 | 16,4 | 49,0 | 2,50 | 24,5 | 1,228 | 99,7 |
| Canal S. Roque | 2,3 | 16,4 | 48,0 | 2,50 | 24,5 | 1,213 | 98,9 |
| | 4,3 | 16,5 | 50,0 | 2,55 | 25,0 | 1,274 | 100,0 |
| | 6,3 | 16,5 | 49,8 | 2,55 | 25,0 | 1,270 | 100,0 |
| TIRTIFE | 2,30 | 16,5 | 49,0 | 2,55 | 25,0 | 1,259 | 99,2 |
| | 4,30 | 16,5 | 50,0 | 2,55 | 25,0 | 1,277 | 99,9 |
| | 6,30 | 16,7 | 45,0 | 2,60 | 25,5 | 1,276 | 96,3 |
| | 8,30 | 17,6 | 38,0 | 2,57 | 25,2 | 0,977 | 100,0 |
| | 10,30 | 18,3 | 34,0 | 2,63 | 25,8 | 0,894 | 100,0 |
| | 12,30 | 18,2 | 35,0 | 2,65 | 26,0 | 0,928 | 99,9 |
| | 14,30 | 17,0 | 45,0 | 2,58 | 25,3 | 1,161 | 100,0 |
| | 16,30 | 17,2 | 42,0 | 2,55 | 25,0 | 1,071 | 100,0 |
| | 18,30 | 18,0 | 35,0 | 2,67 | 26,2 | 0,964 | 96,9 |
| | 20,30 | 18,0 | 30,0 | 2,63 | 25,8 | 0,863 | 91,4 |
| | 22,30 | 18,5 | 32,0 | 2,65 | 26,0 | 0,855 | 99,2 |
| | 24,30 | 17,0 | 42,0 | 2,60 | 25,5 | 1,131 | 96,6 |

A ordem de grandeza dos diferentes índices físicos está em grande medida de acordo com os tipos de solos em causa. Os resultados nos locais correspondentes aos depósitos de solos moles de maior espessura (Esteiro de São Pedro e TIRTIFE) permitem uma avaliação mais detalhada. Os níveis lodosos de composição granulométrica predominantemente argilosa e siltosa são caracterizados pelos valores mais baixos do peso volúmico (15-16,5 kN/m³) e, à medida que aumenta a fracção arenosa, verifica-se

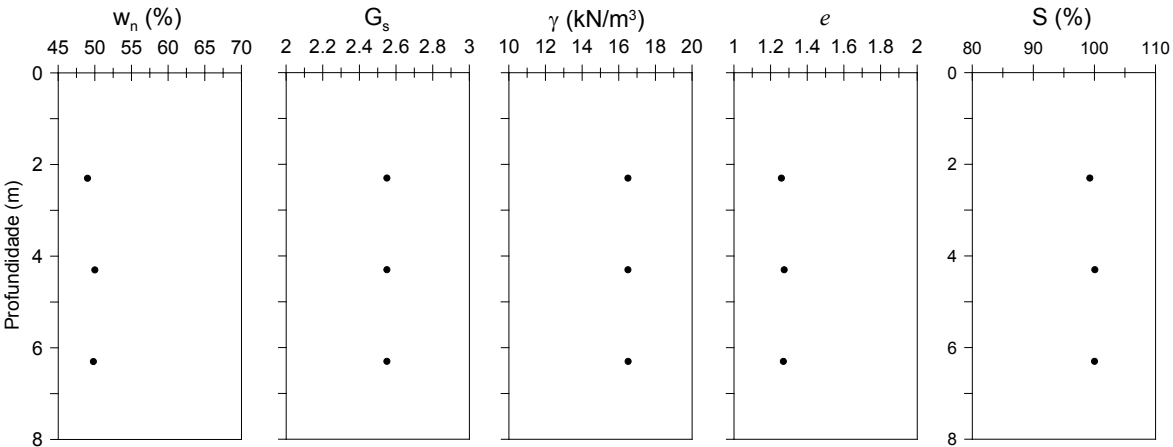
um aumento de γ , donde se infere uma maior heterogeneidade do depósito no local TIRTIFE.



a) Esteiro de S. Pedro



b) Agra-Esgueira



c) Canal de S. Roque

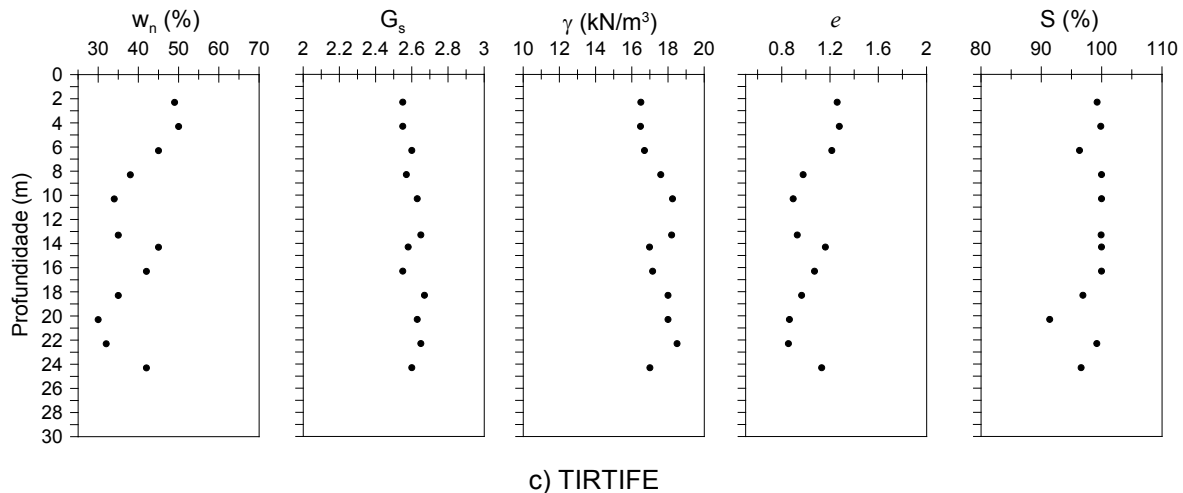


Figura 7.2 – Propriedades físicas determinadas experimentalmente (w_n , G_s e γ) e calculadas a partir dos resultados experimentais (e e S).

Em todos os locais estudados o nível freático ocorre frequentemente muito próximo à superfície do terreno, o que serve de explicação para os valores do grau de saturação muito próximos de 100%. O índice de vazios, que apresenta valores entre 0,855 e 1,687, parece exibir uma maior variação nos níveis mais lodosos.

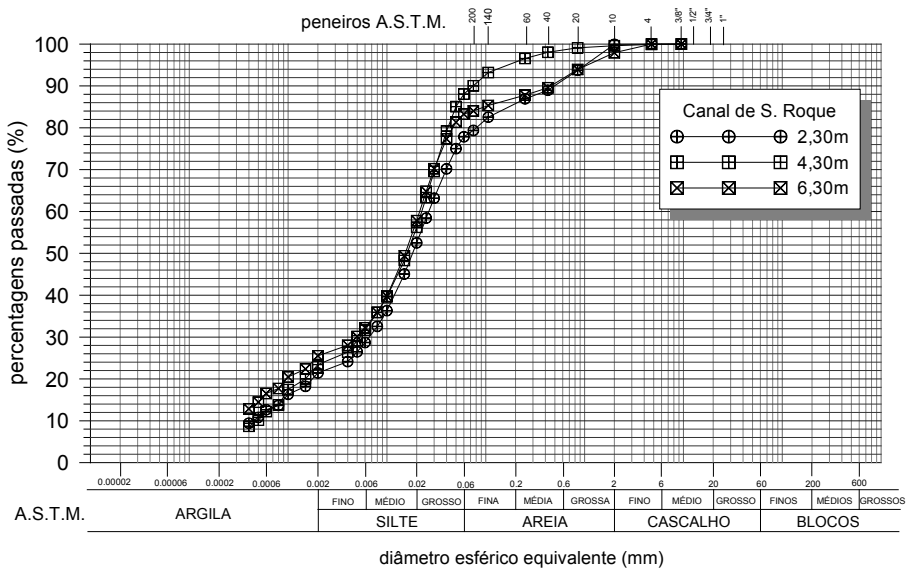
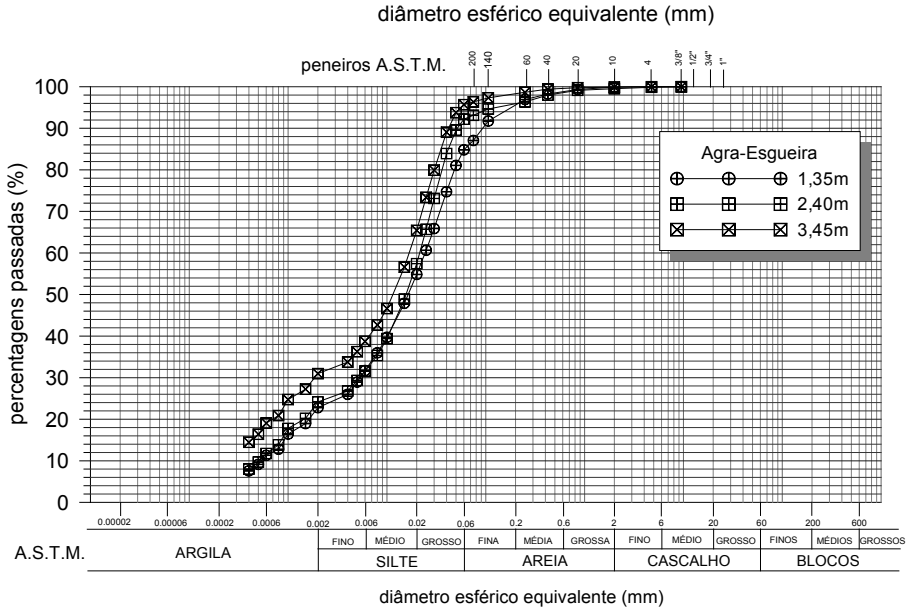
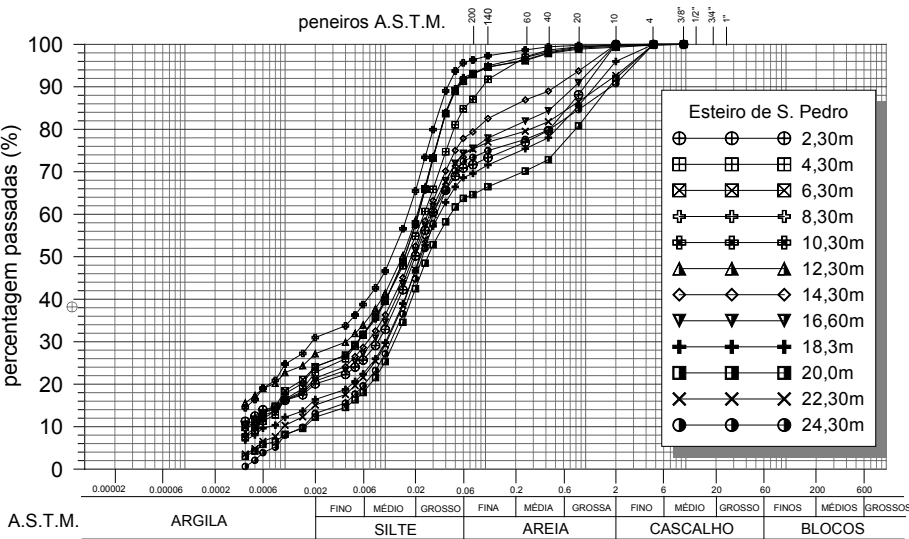
7.2.2 Propriedades de identificação

As propriedades aqui consideradas são as resultantes dos ensaios para a determinação da composição granulométrica, dos limites de plasticidade, da composição mineralógica, do teor de matéria orgânica e da análise da estrutura dos solos.

7.2.2.1 Composição e distribuição granulométrica

A composição granulométrica foi determinada mediante a realização de ensaios de peneiração e de sedimentação. O estudo da distribuição granulométrica das partículas de dimensão igual ou superior a 0,074mm foi realizado a partir dos resultados da peneiração de acordo como os princípios estabelecidos na especificação E196-1966 do LNEC. Para as partículas de dimensão inferior a 0,074mm, o estudo foi realizado a partir dos resultados do granulômetro Sedigraph.

Nas figuras seguintes são apresentadas as curvas granulométricas das amostras recolhidas a diferentes profundidades em cada um dos locais estudados.



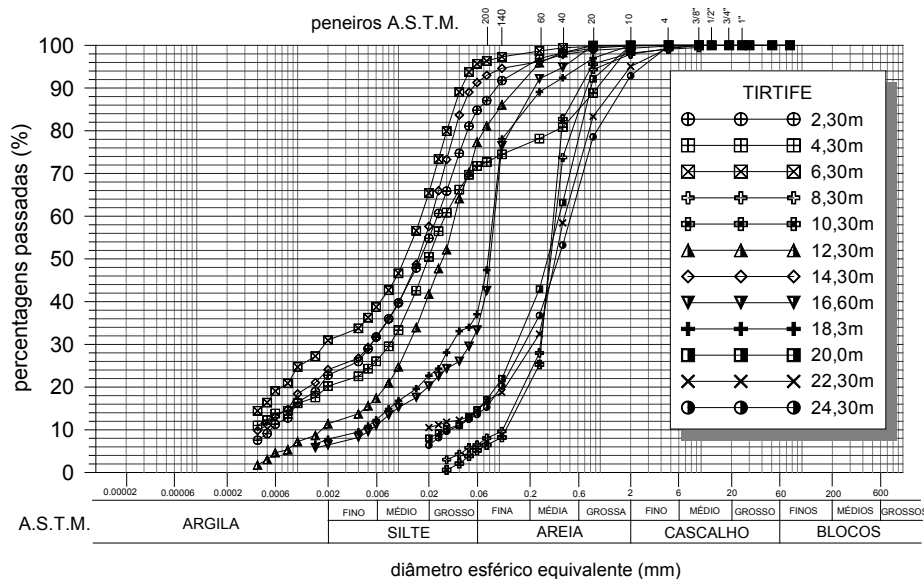


Figura 7.3 – Curvas granulométricas correspondentes às amostras colhidas a diferentes profundidades nos locais de estudo.

No caso do Esteiro de S. Pedro, a partir da representação de 12 curvas granulométricas, é possível considerar a definição de um fuso característico do depósito, em que predomina a fracção silte (51 a 70%). A fracção argila apresenta percentagens entre 13 e 31%, enquanto a fracção areia, que aparenta ganhar importância com o aumento da profundidade, varia, no fuso, entre 4e 28%. As profundidades de transição para a argila sobreconsolidada são marcadas pela presença de algum material cascalhento.

Tanto para Esgueira como para Canal de S. Roque foram apenas ensaiadas três amostras recolhidas a profundidades relativamente baixas. Em ambos locais continua a existir um predomínio da fracção silte, uma importância relativamente igual da fracção argila e uma importância maior da fracção areia nas amostras recolhidas do Canal de S.Roque.

Na zona do TIRTIFE, o estudo da composição distribuição granulométrica permite verificar a particularidade de, entre os locais de estudo, tratar-se de um depósito granulometricamente mais heterogéneo. Como se verá confirmado mais adiante com os resultados dos ensaios de campo, o depósito é caracterizado pela ocorrência de níveis silto-argilosos a arenosos com intercalações de níveis arenosos.

Na Figura 7.4 é feita a representação simultânea de todos os solos ensaiados, no qual é mais evidente a natureza diferente do TIRTIFE relativamente aos demais locais.

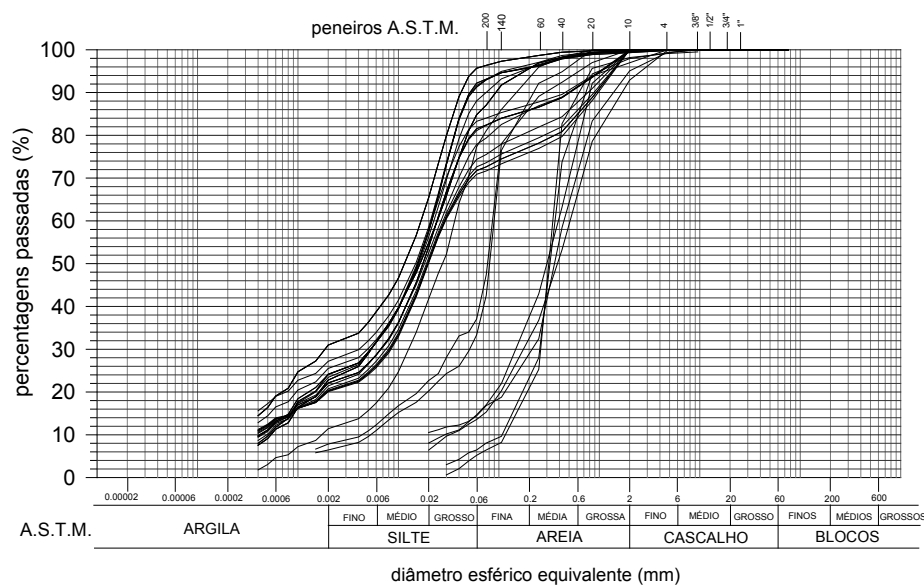


Figura 7.4 – Curvas granulométricas do conjunto de solos estudados.

A distribuição percentual das diferentes fracções granulométricas dos solos ensaiados consta do Quadro 7.3. Na Figura 7.5 os mesmos resultados é apresentada na forma de um gráfico como outro modo de evidenciar o comportamento no terreno. Na figura, as letras C, M, S e G representam as fracções argila, silte, areia e cascalho, respectivamente.

Quadro 7.3 – Percentagens granulométricas.

| | Profundidade (m) | Argila (%) | Silte (%) | Areia (%) | Cascalho (%) |
|---------------------|------------------|------------|-----------|-----------|--------------|
| Esteiro de S. Pedro | 2,30 | 20 | 51 | 29 | 0 |
| | 4,30 | 21 | 64 | 15 | 0 |
| | 6,30 | 24 | 67 | 9 | 0 |
| | 8,30 | 24 | 70 | 6 | 0 |
| | 10,30 | 31 | 65 | 4 | 0 |
| | 12,30 | 27 | 65 | 8 | 0 |
| | 14,30 | 22 | 56 | 22 | 0 |
| | 16,30 | 20 | 54 | 26 | 0 |
| | 18,30 | 16 | 53 | 27 | 4 |
| | 20,30 | 12 | 52 | 28 | 8 |
| | 22,30 | 15 | 59 | 18 | 8 |
| | 24,30 | 13 | 59 | 19 | 9 |
| Agra-Esqueira | 1,35 | 22 | 63 | 15 | 0 |
| | 2,4 | 24 | 68 | 8 | 0 |
| | 3,45 | 31 | 64 | 5 | 0 |

| | Profundidade (m) | Argila (%) | Silte (%) | Areia (%) | Cascalho (%) |
|----------------------|---------------------|---------------|--------------|--------------|-----------------|
| Canal S. Roque | 2,3 | 22 | 56 | 22 | 0 |
| | 4,3 | 22 | 76 | 2 | 0 |
| | 6,3 | 26 | 57 | 14 | 3 |
| TIRTIFE | 2,30 | 23 | 62 | 15 | 0 |
| | 4,30 | 20 | 52 | 28 | 0 |
| | 6,30 | 31 | 65 | 4 | 0 |
| | 8,30 | 0 | 6 | 92 | 2 |
| | 10,30 | 0 | 5 | 93 | 2 |
| | 12,30 | 11 | 66 | 23 | 0 |
| | 14,30 | 24 | 68 | 7 | 1 |
| | 16,30 | 7 | 27 | 66 | 0 |
| | 18,30 | 8 | 29 | 63 | 0 |
| | 20,30 | 0 | 15,0 | 85 | 0 |
| | 22,30 | 0 | 14,0 | 81 | 5 |
| | 24,30 | 0 | 15,0 | 78 | 7 |

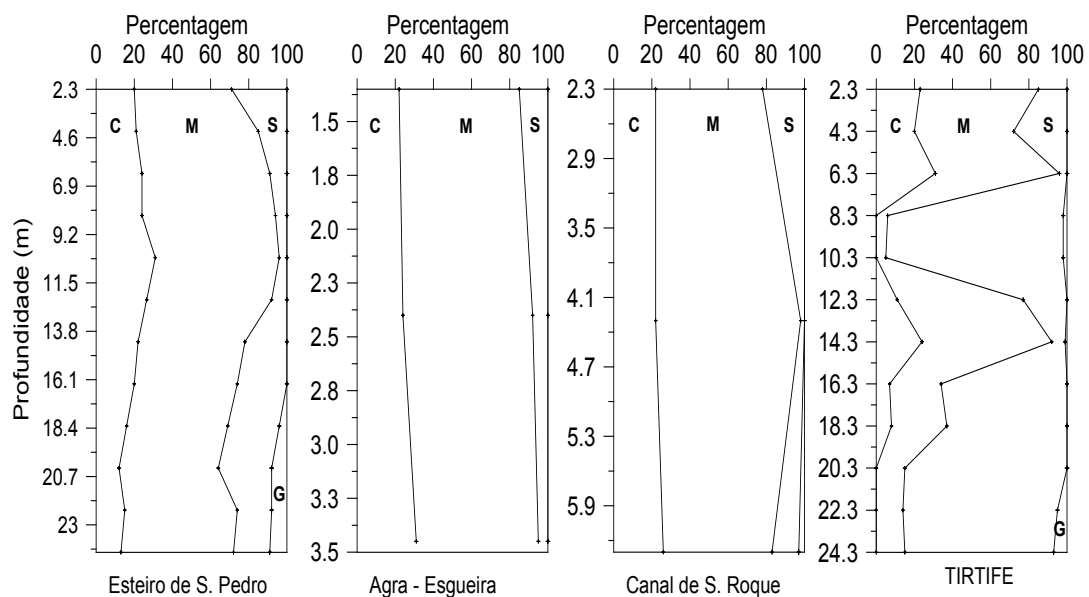


Figura 7.5 – Distribuição granulométrica às diferentes profundidades nos locais de estudo.

Torna-se evidente que, com excepção da zona do TIRFTIFE, a fracção silte é a que predomina nos locais de estudo. Outros parâmetros importantes no que concerte ao estudo das características granulométricas são as dimensões correspondentes aos parâmetros D_{10} , diâmetro efectivo, D_{30} e D_{60} . Estes parâmetros permitem calcular o coeficiente de uniformidade, C_U , e o coeficiente de curvatura, C_C . Os resultados constam do Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Coeficientes de uniformidade e de curvatura das curvas granulométricas.

| | Prof. (m) | D ₁₀ | D ₃₀ | D ₆₀ | C _U = D ₆₀ /D ₁₀ | C _C = D ₃₀ ² / (D ₆₀ *D ₁₀) |
|---------------------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|---|--|
| Esteiro de S. Pedro | 2,30 | - | 0,0085 | 0,0300 | - | - |
| | 4,30 | 0,0005 | 0,0057 | 0,0230 | 46 | 3 |
| | 6,30 | 0,0004 | 0,0053 | 0,0220 | 55 | 3 |
| | 8,30 | 0,0005 | 0,0051 | 0,0200 | 40 | 3 |
| | 10,30 | - | 0,0018 | 0,0180 | - | - |
| | 12,30 | - | 0,0040 | 0,0210 | - | - |
| | 14,30 | 0,0004 | 0,0065 | 0,0250 | 63 | 4 |
| | 16,30 | 0,0005 | 0,0061 | 0,0260 | 58 | 3 |
| | 18,30 | 0,0006 | 0,0100 | 0,0230 | 38 | 7 |
| | 20,30 | 0,0015 | 0,0130 | 0,0440 | 29 | 3 |
| | 22,30 | 0,0010 | 0,0100 | 0,0300 | 30 | 3 |
| | 24,30 | 0,0007 | 0,0120 | 0,0220 | 33 | 10 |
| Agra-Esgueira | 1,35 | 0,0005 | 0,0055 | 0,0230 | 43 | 2 |
| | 2,4 | 0,0005 | 0,0051 | 0,0210 | 41 | 2 |
| | 3,45 | - | 0,0002 | 0,0017 | - | - |
| Canal S. Roque | 2,3 | 0,0004 | 0,0062 | 0,0270 | 61 | 3 |
| | 4,3 | 0,0005 | 0,0053 | 0,0210 | 42 | 3 |
| | 6,3 | - | 0,0048 | 0,0210 | - | - |
| TIRTIFE | 2,30 | 0,0006 | 0,0055 | 0,0240 | 41 | 2 |
| | 4,30 | - | 0,0080 | 0,0300 | - | - |
| | 6,30 | - | 0,0018 | 0,0170 | - | - |
| | 8,30 | 0,1100 | 0,2300 | 0,3700 | 3 | 1 |
| | 10,30 | 0,1200 | 0,2400 | 0,3200 | 3 | 2 |
| | 12,30 | 0,0018 | 0,0063 | 0,0350 | 19 | 1 |
| | 14,30 | 0,0004 | 0,0052 | 0,0210 | 53 | 3 |
| | 16,30 | 0,0050 | 0,0500 | 0,0800 | 16 | 6 |
| | 18,30 | 0,0033 | 0,0320 | 0,0890 | 27 | 3 |
| | 20,30 | 0,0300 | 0,0160 | 0,4000 | 13 | 0 |
| | 22,30 | 0,0200 | 0,2100 | 0,4400 | 22 | 5 |
| | 24,30 | 0,0300 | 0,1800 | 0,5000 | 17 | 2 |

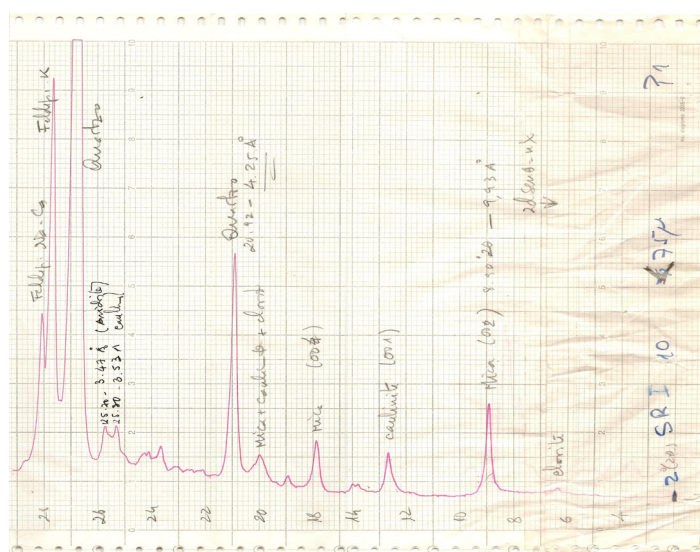
Nos locais esteiro de S. Pedro, Agra-Esgueira e Canal de S. Roque, os valores do diâmetro efectivo, D₁₀, variam entre 0,0004 mm e 0,0015 mm. No local TIRTIFE, de maior heterogeneidade granulométrica, D₁₀ varia entre 0,0003 mm e 0,12mm.

7.2.2.2 Composição mineralógica

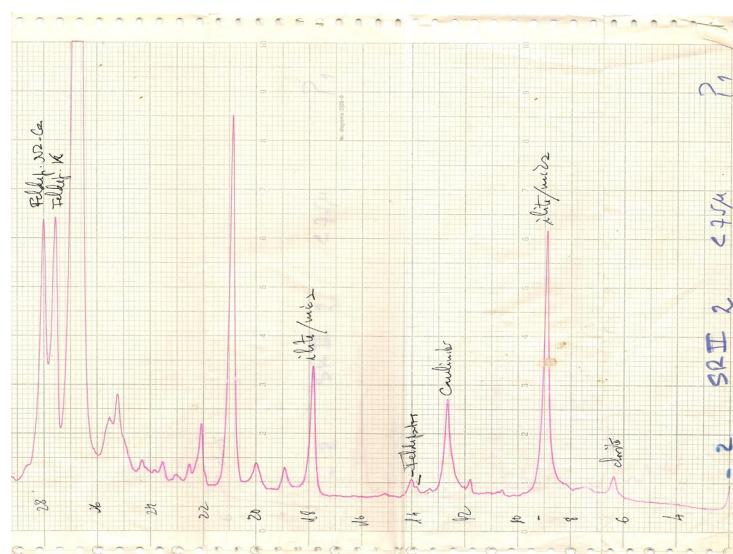
A identificação da composição mineralógica dos solos foi realizada mediante a análise de resultados de difracção de raios X executados no Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro. Não foram ensaiadas todas as amostras recolhidas nas campanhas de prospecção. Foram apenas ensaiadas algumas amostras de natureza mais lodosa provenientes dos locais Esteiro de São Pedro, Agra-Esgueira e TIRTIFE. Entende-se, contudo, que as amostras seleccionadas para os ensaios são em grande medida representativas da variedade de observada. Na Figura 7.6 são mostrados alguns dos difractogramas representativos da composição mineralógica observada na maioria dos solos estudados.



a)



b)



c)

Figura 7.6 – Difractogramas obtidos em amostras dos locais Esteiro de São Pedro, Agra-Esgueira e TIRTIFE.

Da interpretação dos difractogramas resulta que, para as amostras de granulometria mais grosseira, o quartzo é o mineral predominante e, nos solos lodosos de granulometria fina. É de destacar a presença de feldspatos cálcicos e sódicos e, entre os minerais argilosos, a ocorrência em maior quantidade de caulinites e a ocorrência sucessivamente menos importante de ilite e clorite. Nalguns casos foi identificada a presença de calcite e anidrite.

7.2.2.3 Plasticidade e consistência

Os limites de liquidez e de plasticidade foram inicialmente determinados acordo com os procedimentos preconizados pela norma ASTM D4318. Em todos os ensaios, a determinação dos limites de consistência foi realizada a partir da amostra no seu estado natural. Adicionalmente foram realizados ensaios após secagem prévia das amostras em estufa com o objectivo de estudar a variação dos limites de consistência que, nas condições descritas, é uma medida indicativa da maior ou menor natureza orgânica dos solos (ASTM D2487-85). Em ambos os casos o limite de liquidez foi determinado pelo método da Concha de Casagrande.

Foram também determinados os limites de liquidez a partir do estado natural dos solos utilizando o método do cone-penetrómetro. Os resultados permitiram um estudo comparativo entre ambos métodos, com o objectivo de avaliar o grau de enquadramento

algumas das correlações difundidas na bibliografia da especialidade. Nos Quadros 7.5 e 7.6 são apresentados os resultados utilizando a Concha de Casagrande e o cone-penetrômetro respectivamente.

Quadro 7.5 – Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com a Concha de Casagrande.

| | Prof. (m) | W _L (%) | | W _P (%) | | I _P (%) | | (2)/(1) |
|-------------------------|--------------|--------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|---------|
| | | Estado natural (1) | Após secagem (2) | Estado natural | Após secagem | Estado natural | Após secagem | |
| Esteiro de S. Pedro | 2,30 | 51 | 35 | 30 | 25 | 21 | 10 | 0,69 |
| | 4,30 | 60 | 46 | 40 | 27 | 20 | 19 | 0,77 |
| | 6,30 | 58 | 40 | 39 | 30 | 19 | 10 | 0,69 |
| | 8,30 | 62 | 40 | 38 | 28 | 24 | 12 | 0,65 |
| | 10,30 | 62 | 42 | 36 | 30 | 26 | 12 | 0,68 |
| | 12,30 | 56 | 32 | 30 | 25 | 26 | 7 | 0,57 |
| | 14,30 | 50 | 27 | 28 | 22 | 22 | 5 | 0,54 |
| | 16,30 | 48 | 36 | 27 | 25 | 21 | 11 | 0,75 |
| | 18,30 | 44 | 31 | 26 | 22 | 18 | 9 | 0,70 |
| | 20,30 | 49 | 37 | 31 | 27 | 18 | 10 | 0,76 |
| | 22,30 | 54 | 33 | 24 | 20 | 30 | 13 | 0,61 |
| | 24,30 | 50 | 33 | 25 | 19 | 25 | 14 | 0,66 |
| Agra- Esgueira | 1,35 | 49 | 32 | 32 | 28 | 17 | 4 | 0,65 |
| | 2,4 | 53 | 40 | 35 | 30 | 18 | 10 | 0,75 |
| | 3,45 | 55 | 39 | 28 | 23 | 27 | 16 | 0,71 |
| Canal de S. Roque | 2,3 | 50 | 40 | 33 | 27 | 17 | 13 | 0,80 |
| | 4,3 | 50 | 37 | 32 | 30 | 18 | 7 | 0,76 |
| | 6,3 | 49 | 33 | 29 | 25 | 20 | 8 | 0,67 |
| TIRTIFE | 2,3 | 58 | 38 | 40 | 22 | 18 | 16 | 0,66 |
| | 4,3 | 52 | 39 | 42 | 28 | 10 | 11 | 0,75 |
| | 6,3 | 47 | 34 | 28 | 26 | 19 | 8 | 0,72 |
| | 8,3 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 10,3 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 13,3 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 14,3 | 47 | 36 | 33 | 29 | 14 | 7 | 0,77 |
| | 16,3 | 46 | 30 | 28 | 19 | 18 | 11 | 0,65 |
| | 18,3 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 20,3 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 22,3 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 24,3 | - | - | - | - | - | - | - |

Quadro 7.6 – Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com a Cone-penetrômetro.

| | Profundidade (m) | w _L (%) | w _P (%) | I _P |
|---------------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|
| Esteiro de S. Pedro | 2,30 | 54 | 30 | 24 |
| | 4,30 | 50 | 40 | 10 |
| | 6,30 | 63 | 39 | 24 |
| | 8,30 | 60 | 38 | 22 |
| | 10,30 | 64 | 36 | 28 |
| | 12,30 | 45 | 30 | 15 |
| | 14,30 | 58 | 28 | 30 |
| | 16,30 | 52 | 27 | 25 |
| | 18,30 | 48 | 26 | 22 |
| | 20,30 | 50 | 31 | 19 |
| | 22,30 | 52 | 24 | 28 |
| | 24,30 | 45 | 25 | 20 |
| Agra- Esgueira | 1,35 | 54 | 32 | 22 |
| | 2,4 | 60 | 35 | 25 |
| | 3,45 | 63 | 28 | 35 |
| Canal de S. Roque | 2,3 | 55 | 33 | 22 |
| | 4,3 | 56 | 32 | 24 |
| | 6,3 | 53 | 29 | 24 |
| TIRTIFE | 2,30 | 60 | 40 | 20 |
| | 4,30 | 56 | 42 | 14 |
| | 6,30 | 48 | 28 | 20 |
| | 8,30 | - | - | - |
| | 10,30 | - | - | - |
| | 12,30 | - | - | - |
| | 14,30 | 52 | 33 | 19 |
| | 16,30 | 56 | 28 | 28 |
| | 18,30 | - | - | - |
| | 20,30 | - | - | - |
| | 22,30 | - | - | - |
| | 24,30 | - | - | - |

Nos gráficos da Figura 7.7 estão representadas as variações do w_L ao serem determinados pelos dois métodos atrás referidos. Os primeiros quatro gráficos correspondem a cada um dos locais do estudo e quinto gráfico corresponde ao conjunto dos solos ensaiados. A análise da figura permite sobretudo concluir que existe uma tendência para se obterem valores mais elevados com o cone-penetrômetro.

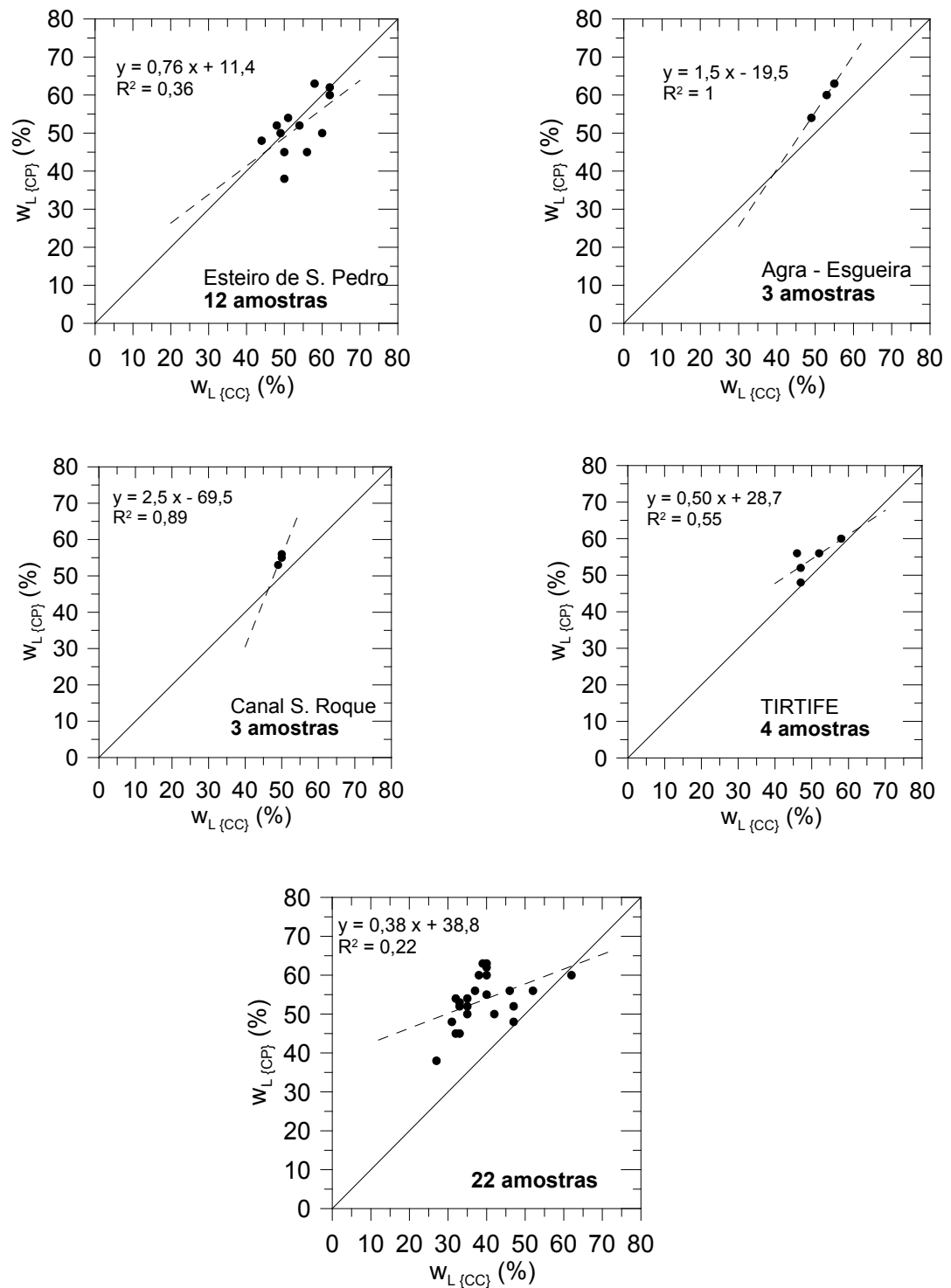


Figura 7.7 – Relação entre os valores do limite liquidez obtidos com a Concha de Casagrande e com o cone-penetrómetro.

Por seu lado, exceptuando os locais Agra-Esgueira e Canal de S. Roque nos quais o número de amostras é de apenas 3, os coeficientes de correlação são baixos, pelo que não parece legítimo ser feita referência a uma qualquer lei de correlação entre os valores obtidos nos dois tipos de ensaio.

Na avaliação do estado de ocorrência dos solos é também importante observar a diferença relativa entre os teores de água correspondentes ao estado natural, ao limite de liquidez e ao limite de plasticidade, tal como é feito na Figura 7.8. ainda na mesma figura, e dada a natureza mole destes solos lodosos, entende-se ser mais pertinente a caracterização da sua consistência por via do seu índice de liquidez, I_L .

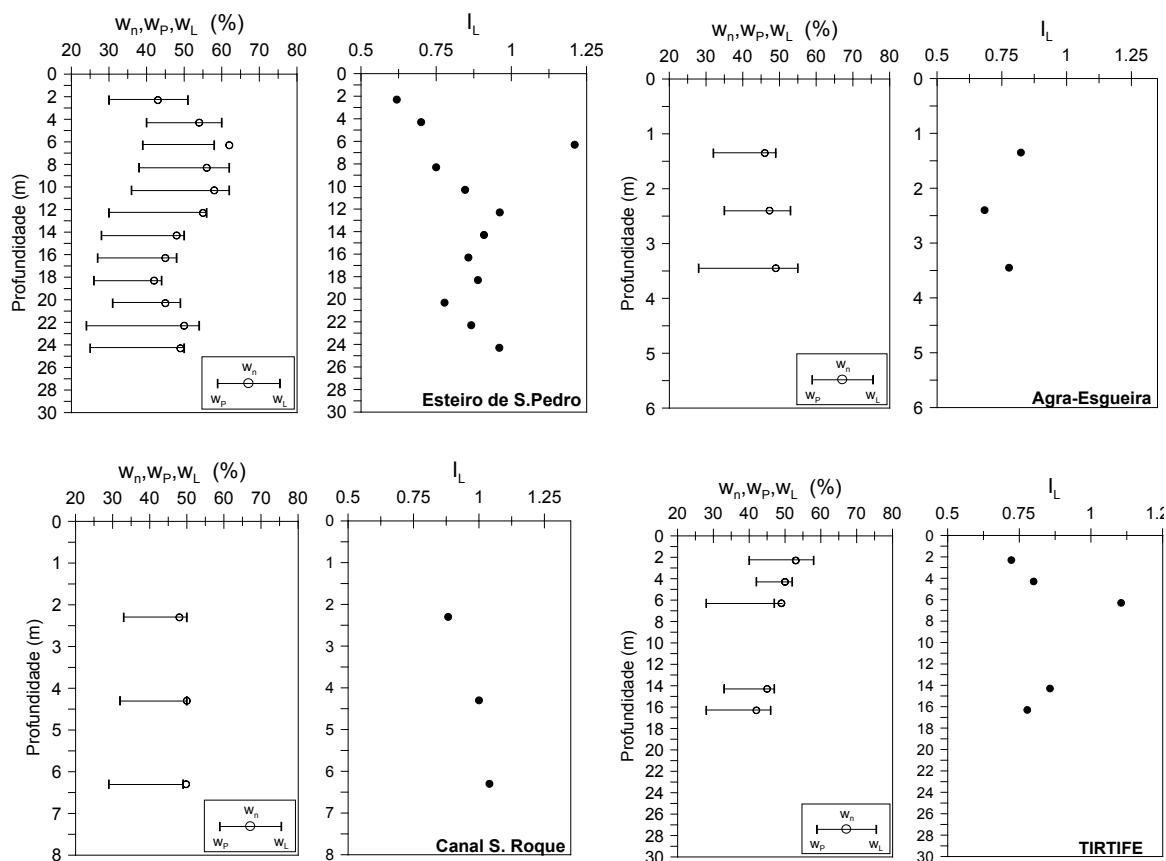


Figura 7.8 – Teores de água relativos ao estado natural, limites de plasticidade e limites de liquidez e índices de liquidez dos solos estudados.

Verifica-se que existe globalmente uma proximidade acentuada entre o teor de água no estado natural dos solos e o teor de água correspondente aos seus limites de liquidez, o que na prática se verifica pela consistência mole das amostras, como também é corroborado pela ordem de grandeza dos valores dos índices de liquidez calculados.

7.2.2.4 Actividade

Tal como referido no capítulo 3, o conceito de actividade, A_t , da fracção argilosa está relacionado com a sua maior ou menor sensibilidade à presença de água, o que, por sua vez, é indicador dos tipos de minerais argilosos presentes. No Quadro 7.7 são apresentados os resultados da determinação de A_t , quociente entre I_p e a percentagem da fracção argila (Cap. 2), para o conjunto dos solos estudados. É possível observar que, de um modo geral, trata-se de solos com pouca actividade a solos com actividade normal, o que em grande medida é explicado pela prevalência das caulinites entre os minerais argilosos.

Quadro 7.7 – Actividade dos solos estudados.

| Esteiro S. Pedro | | Agra-Esgueira | | Canal de S. Roque | | TIRTIFE | |
|------------------|-------|---------------|-------|-------------------|-------|-----------|-------|
| Prof. (m) | A_t | Prof. (m) | A_t | Prof. (m) | A_t | Prof. (m) | A_t |
| 2,30 | 1,05 | 1,35 | 0,77 | 2,30 | 0,77 | 2,30 | 0,78 |
| 4,30 | 0,95 | 2,40 | 0,75 | 4,30 | 0,82 | 4,30 | 0,50 |
| 6,30 | 0,79 | 3,45 | 0,87 | 6,30 | 0,77 | 6,30 | 0,61 |
| 8,30 | 1,00 | | | | | 8,30 | |
| 10,30 | 0,84 | | | | | 10,30 | |
| 12,30 | 0,98 | | | | | 12,30 | |
| 14,30 | 1,00 | | | | | 14,30 | 0,58 |
| 16,30 | 1,05 | | | | | 16,30 | 2,57 |
| 18,30 | 1,13 | | | | | 18,30 | |
| 20,30 | 1,50 | | | | | 20,30 | |
| 22,30 | 2,00 | | | | | 22,30 | |
| 24,30 | 1,92 | | | | | 24,30 | |

São conhecidos da bibliografia vários exemplos de gráficos nos quais são representados os comportamentos de solos argilosos conjuntamente com os de alguns dos minerais argilosos aos quais se reconhece um comportamento padrão no que à actividade diz respeito. Wood (1990) publicou um gráfico deste tipo (Cap.2), no qual entende-se haver interesse em projectar os solos estudados no presente trabalho, tal como é possível observar na Figura 7.9. Observa-se que, exceptuando os casos de alguns pontos isolados e os resultados do local TIRTIFE, os solos estão concentrados numa faixa

entre o comportamento característico da caulinite e da ilite, com uma não tanto expectável maior aproximação a este último mineral de argila.

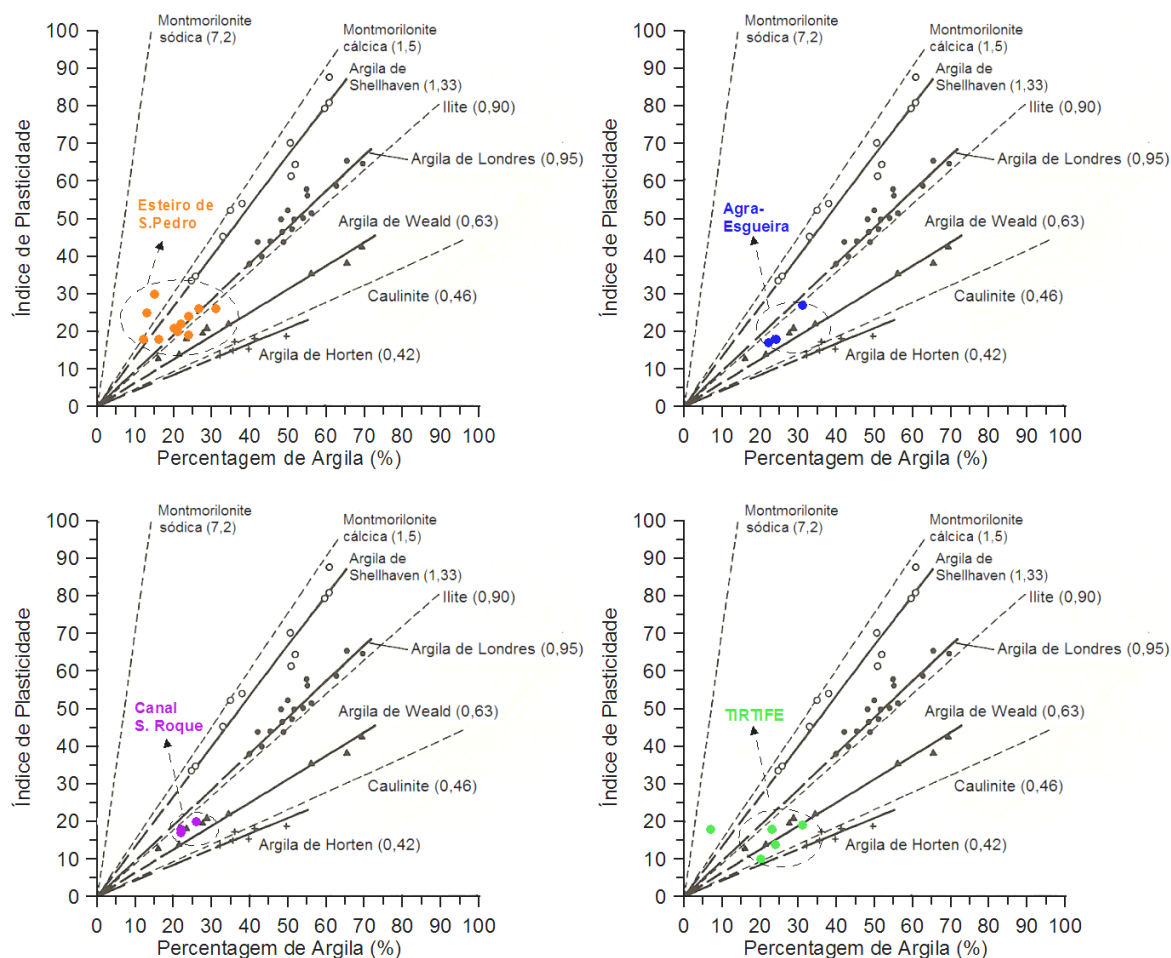


Figura 7.9 – Representação da Actividade dos solos estudados em comparação com os resultados publicados por Wood (1990).

7.2.2.5 Conteúdo de matéria orgânica

A determinação do teor de matéria orgânica foi realizada por tratamento das amostras com peróxido de hidrogénio (H_2O_2) e de acordo com o procedimento experimental descrito por Head (1980). O processo de tratamento foi prolongado até não mais serem observadas as manifestações típicas da reacção química, designadamente o aquecimento do recipiente de vidro e a formação de uma camada superficial de espuma. Deve ser referido que, com este procedimento, no caso dos solos com maior conteúdo de matéria orgânica a duração do ensaio torna-se frequentemente muito prolongada, sendo

necessários vários dias para a determinação do teor de matéria orgânica. No Quadro 7.8 são apresentados os resultados obtidos.

Quadro 7.8 – Teor de matéria orgânica.

| Esteiro S. Pedro | | Agra-Esgueira | | Canal de S. Roque | | TIRTIFE | |
|------------------|------|---------------|------|-------------------|------|-----------|------|
| Prof. (m) | TMO | Prof. (m) | TMO | Prof. (m) | TMO | Prof. (m) | TMO |
| 2,30 | 9,80 | 1,35 | 6,30 | 2,30 | 6,90 | 2,30 | 7,40 |
| 4,30 | 8,20 | 2,40 | 5,80 | 4,30 | 6,00 | 4,30 | 6,80 |
| 6,30 | 6,50 | 3,45 | 4,20 | 6,30 | 5,70 | 6,30 | 6,30 |
| 8,30 | 8,00 | | | | | 8,30 | 3,90 |
| 10,30 | 5,80 | | | | | 10,30 | 3,00 |
| 12,30 | 8,00 | | | | | 12,30 | 3,30 |
| 14,30 | 6,00 | | | | | 14,30 | 4,80 |
| 16,30 | 8,54 | | | | | 16,30 | 5,20 |
| 18,30 | 7,40 | | | | | 18,30 | 5,10 |
| 20,30 | 6,90 | | | | | 20,30 | 3,90 |
| 22,30 | 7,30 | | | | | 22,30 | 4,10 |
| 24,30 | 6,90 | | | | | 24,30 | 7,40 |

Deve ser referido que os valores obtidos estão em grande medida de acordo com os resultados anteriormente obtidos em solos da região (Aguiar, 1992; por exemplo) utilizando o mesmo método de ensaio. Contudo, dado o estado actual do conhecimento sobre o tema, e havendo disponibilidade de equipamentos é sempre recomendável a determinação do teor de matéria orgânica pelo método da ignição conforme discutido no Capítulo 2.

7.2.2.6 Microestrutura

Os solos argilosos, no estado natural, caracterizam-se por apresentar diferentes microestruturas que reflectem o ambiente de formação. O acesso e análise desta informação foram indubitavelmente potenciados pela aplicação à mecânica dos solos da microscopia electrónica de varrimento (MEV). Dada a escala de trabalho, além do arranjo microestrutural, a MEV permite também a identificação dos minerais argilosos presentes nas amostras de solos.

No presente trabalho foi possível realizar um conjunto de observações ao microscópio de varrimento electrónico instalado no Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro da Universidade de Aveiro. Não tendo sido logisticamente possível estender as observações a todas as amostras, foi seleccionado um grupo restrito de amostras seguindo o critério de maior predominância da fracção argilosa na composição granulométrica. Na Figura 7.10 são mostradas imagens obtidas com a inscrição das respectivas escalas.

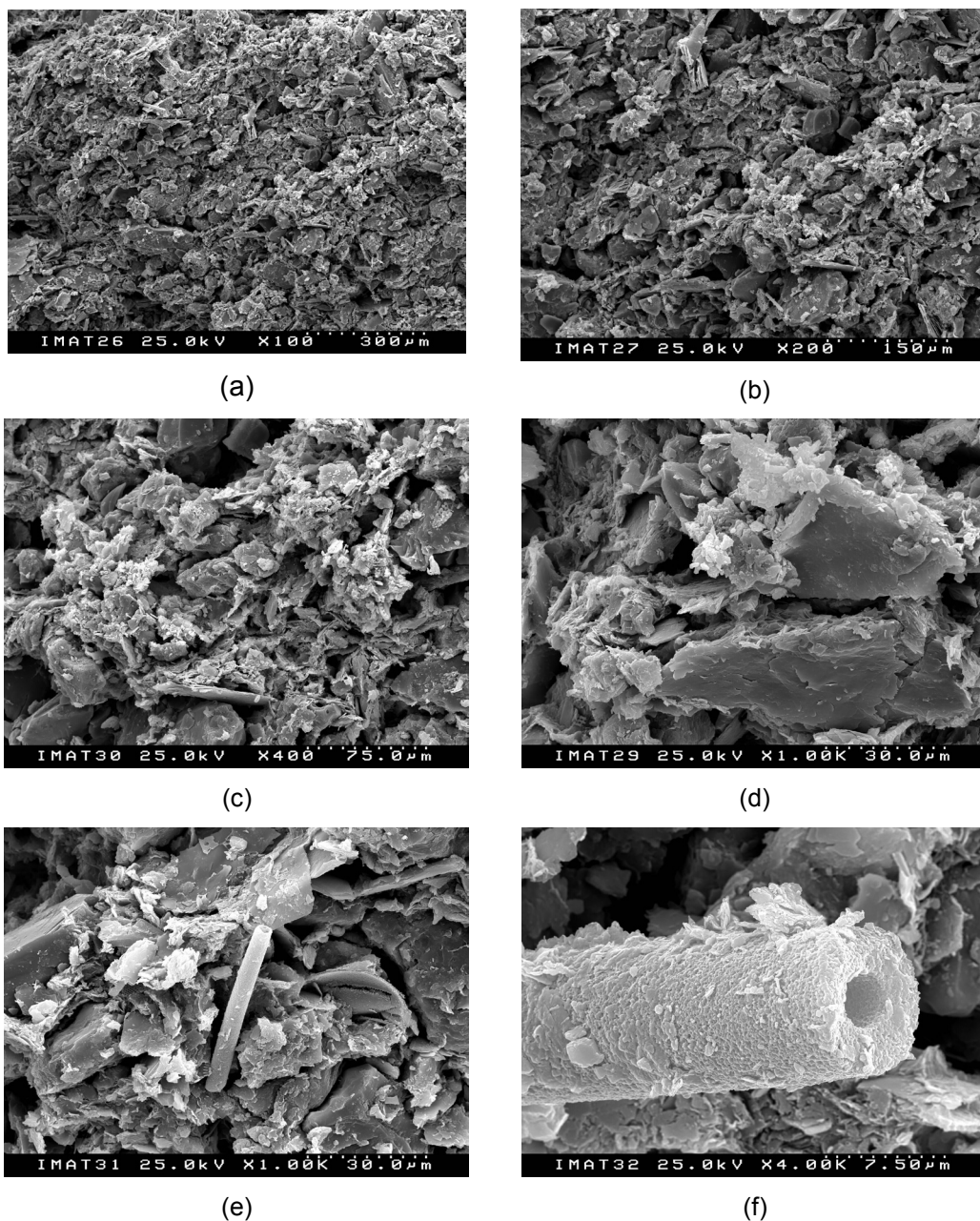


Figura 7.10 – Imagens obtidas no microscópio electrónico de varrimento.

Nas Figuras 7.10.a a 7.10.c, a escalas sucessivamente maiores, é possível observar o aspecto floculado da estrutura, típica de solos cuja génese está associada a ambientes de influência marinha, como é o caso da zona lagunar de Aveiro. Na Figura 7.10.d, e de certo modo na Figura 7.10.c, diferenciam-se com maior clareza os minerais de quartzo, em pequenos cristais, dos minerais argilosos, cuja forma é caracterizada pela sua constituição em lamelas. Esta distinção torna-se mais evidente na Figura 7.10.e, à escala maior que as anteriores, na qual é ainda possível observar uma estrutura cilíndrica, colocada em destaque na Figura 7.10.f. Ainda em relação à influência marinha no ambiente de formação destes solos, apesar de não ser facilmente identificável nas imagens, o manuseamento dos solos para a realização de alguns ensaios de identificação, designadamente a peneiração, permitiu observar a presença de restos de conchas retidas no peneiro n.º 200 (75 μm), que se acredita estarem presentes em dimensões inferiores.

7.2.3 Classificação dos solos

Dentre os vários sistemas de classificação de solos para propósitos de engenharia, no presente trabalho foi dada particular importância à Classificação Unificada. Contudo, para os casos de amostras cujo trabalho experimental permitiu determinar a presença apenas das fracções argila, silte e areia, uma primeira classificação foi realizada com recurso ao designado triângulo de Feret (Fig. 7.11).

Verifica-se que, em termos estritamente granulométricos, os solos do depósito correspondente ao local Esteiro de São Pedro são predominantemente silto-argilosos e silto-arenosos. No caso dos locais Agra-Esgueira e Canal de S. Roque trata-se de solos silto-arenosos. O local TIRTIFE corresponde ao depósito granulometricamente mais heterogéneo com o conjunto de solos a preencher a faixa direita do triângulo desde os siltes-arenosos até às argilas.

Em relação à Classificação Unificada, tratando-se de solos predominantemente com plasticidade, além dos parâmetros anteriormente derivados das curvas granulométricas, a projecção dos mesmos na denominada Carta de plasticidade de Casagrande permite uma mais correcta classificação dos solos. Na Figura 7.12 é apresentada a projecção dos solos estudados, para as situações de determinação dos limites de consistência no estado natural e após secagem em estufa, sendo os limites de liquidez determinados com

a Concha de Casagrande e determinação dos limites de consistência no estado natural, sendo os limites de liquidez determinados com o cone-penetrómetro.

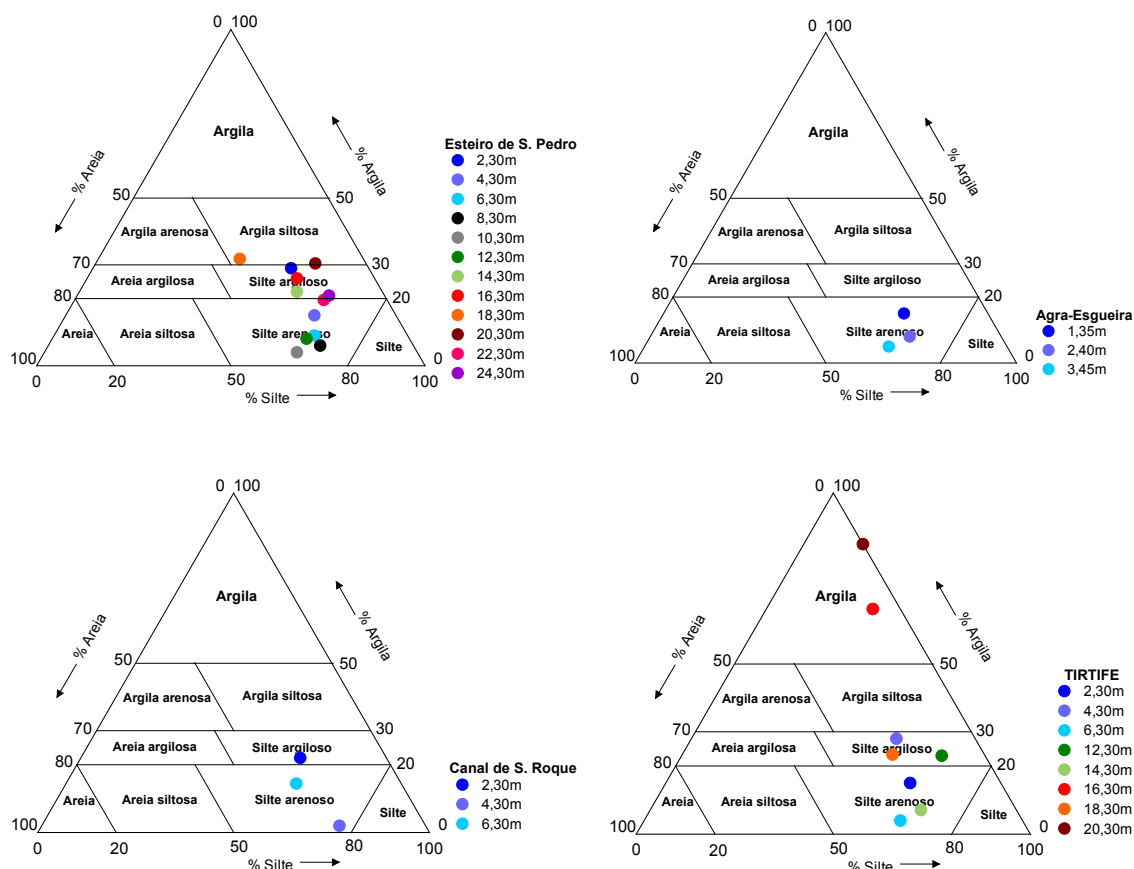


Figura 7.11 – Representação dos solos ensaiados no Triângulo de Feret.

Da Figura 7.12, é possível concluir que, contrariamente à prática comum nalguns laboratórios, neste tipo de solos a determinação dos limites de consistência deve ser realizada com as amostras no estado natural, sob pena de serem atribuídas classificações incorrectas. Como se verifica, a secagem em estufa provoca uma redução mais ou menos significativa da plasticidade dos solos, ou seja, as amostras são projectadas em zonas diferentes da Carta de plasticidade. Uma tal variação da plasticidade deverá estar fortemente relacionada com a redução do conteúdo de matéria orgânica devida à secagem em estufa. No Quadro 7.9 é apresentada a Classificação Unificada obtida de acordo com os procedimentos recomendados pela respectiva norma para duas situações distintas; (i) a consideração dos limites de consistência determinados no estado natural do solo e a relação entre os valores de w_L no estado natural e após secagem e (ii) o símbolo de grupo tendo em consideração dos valores dos limites de

consistência determinados no estado natural, sendo w_L determinado com o cone-penetrômetro;

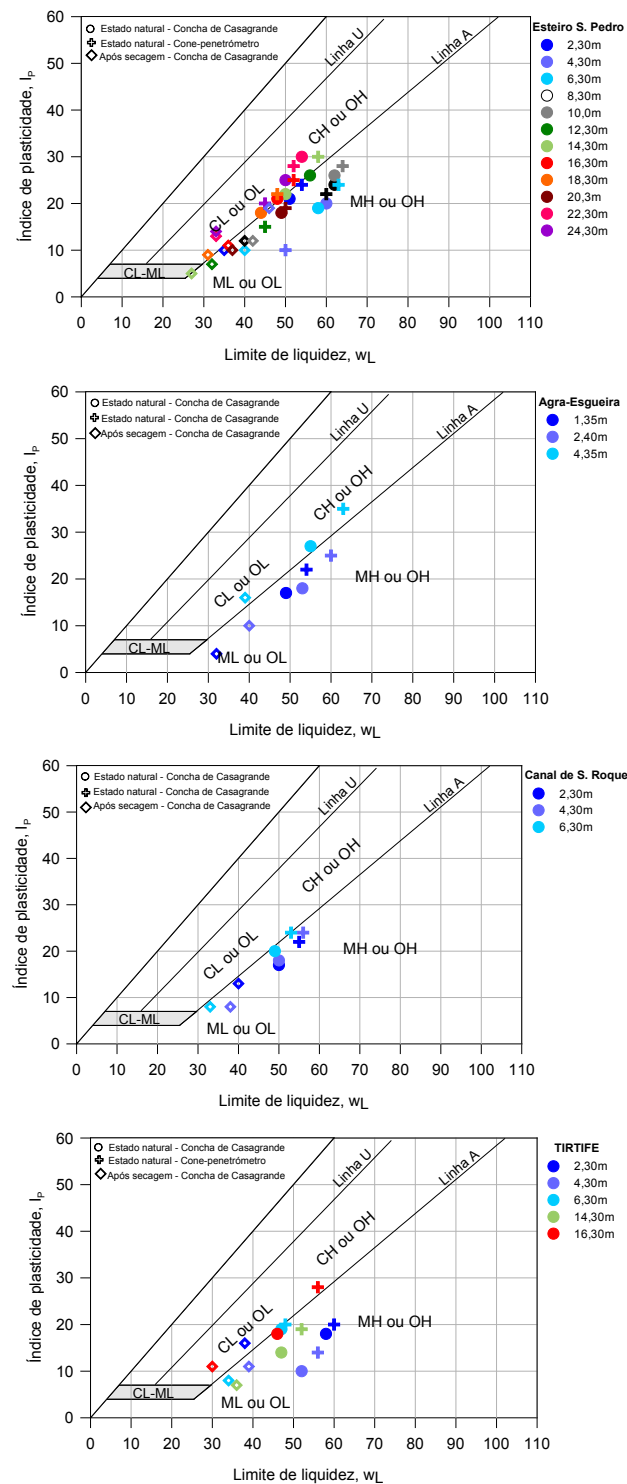


Figura 7.12 – Representação dos solos ensaiados na carta de plasticidade de Casagrande.

Quadro 7.9 – Classificação Unificada dos solos.

| | Profundidade (m) | Cone- penetrômetro | Concha de Casagrande |
|-------------------------|---------------------|-----------------------|------------------------------|
| Esteiro de S. Pedro | 2,30 | OH | OH Argila orgânica com areia |
| | 4,30 | MH | MH Silte elástico |
| | 6,30 | OH | OH Argila orgânica |
| | 8,30 | OH | OH Argila orgânica |
| | 10,30 | OH | OH Argila orgânica |
| | 12,30 | OL | OH Argila orgânica |
| | 14,30 | OH | OH Argila orgânica com areia |
| | 16,30 | OH | OH Argila orgânica com areia |
| | 18,30 | OH | OL Argila orgânica arenosa |
| | 20,30 | OH | OH Argila orgânica com areia |
| | 22,30 | OH | OL argila orgânica com areia |
| | 24,30 | OH | OH Argila orgânica com areia |
| Agra- Esgueira | 1,35 | OH | OL Argila orgânica |
| | 2,4 | OH | CH Argila gorda |
| | 3,45 | OH | OH Argila orgânica |
| Canal de S. Roque | 2,3 | OH | OH Argila orgânica com areia |
| | 4,3 | OH | OH Argila orgânica |
| | 6,3 | OH | OL Argila orgânica com areia |
| TIRTIFE | 2,30 | OH | OH Argila orgânica |
| | 4,30 | OH | CH Argila gorda com areia |
| | 6,30 | OL | OL Argila orgânica |
| | 8,30 | | SP Areia mal graduada |
| | 10,30 | | SP Areia mal graduada |
| | 12,30 | | |
| | 14,30 | OH | OL Argila orgânica |
| | 16,30 | OH | OL Argila orgânica |
| | 18,30 | | SW Areia bem graduada |
| | 20,30 | | SW Areia bem graduada |
| | 22,30 | | SW Areia bem graduada |
| | 24,30 | | SW Areia bem graduada |

Numa análise mais generalizada, é possível concluir que os depósitos estudados são maioritariamente constituídos por solos de granulometria fina, silto-argilosos a silto-arenosos com conteúdo importante em matéria orgânica, com intercalações de níveis

arenosos pouco orgânicos. Frequentemente estes solos de granulometria fina, natureza mole e alta compressibilidade são designados por 'lodos' ou por 'argilas moles', sendo, de facto, numa perspectiva apenas de granulometria e composição, siltes a misturas siltosas orgânicas.

7.2.4 Compressibilidade e consolidação

As características da compressibilidade dos solos de Aveiro foram avaliadas a partir dos resultados de edométricos clássicos do tipo carregamento incremental (por escalões de carga). Os ensaios foram realizados sobre amostras indeformadas colhidas a diferentes profundidades nos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE. O tempo de aplicação de cada uma das cargas excedeu em regra a tradicional duração de 24h, para uma melhor definição da consolidação secundária reconhecidamente importante nos solos silto-argilosos moles. Este procedimento permitiu comparar o comportamento naquelas condições de carregamento com o comportamento ao considerar a apenas o final da consolidação primária – EOP – abordado no Capítulo 2.

7.2.4.1 Curvas de compressão

Nas Figuras 7.13 a 7.18 são apresentadas as curvas de compressibilidade obtidas em 6 ensaios de consolidação edométrica. Três dos ensaios foram realizados em amostras colhidas no local Esteiro de S. Pedro nos intervalos de profundidade de 2,00–2,60m, 6,00–6,60m e 12,00–12,60m. Os restantes resultados correspondem a ensaios sobre amostras colhidas no local TIRTIFE nos intervalos de profundidade de 4,00–4,60m, 6,00–6,60m e 14,00–14,60m. Em cada uma das figuras são apresentadas as curvas de compressibilidade considerando tanto os registos relativos ao total da consolidação registada no final de cada patamar de carregamento, como os registos apenas relativos ao final da denominada consolidação primária (EOP).

A tensão de pré-consolidação foi determinada segundo os processos de construção gráfica propostos por Casagrande, pela norma ASTM (método B), por Pacheco e por Butterfield. Os índices de compressibilidade e recompressibilidade foram determinados após a reconstrução da gráfica proposta por Schmertman para estimar o comportamento de compressibilidade 'in situ' a partir das curvas laboratoriais.

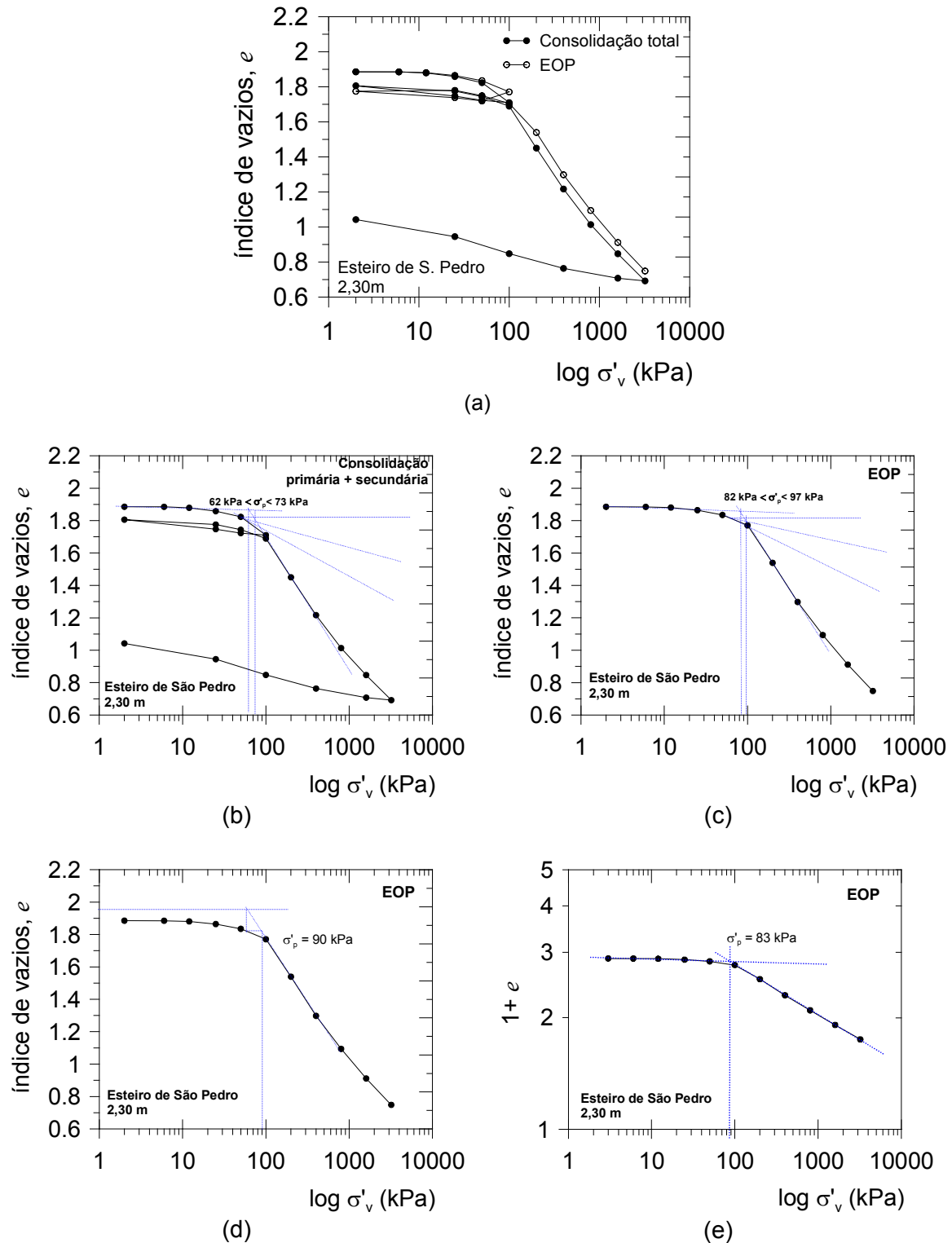


Figura 7.13 – Parametrização da compressibilidade no Estero de S. Pedro a 2,30m; (a) Curvas de compressibilidade considerando o total da consolidação registada e considerando a final da consolidação primária (EOP); (b) Determinação de σ'_p pelos métodos de Casagrande e ASTM B; (c) Determinação de σ'_p pelo método de Pacheco; (d) Determinação de σ'_p pelo método de Butterfield.

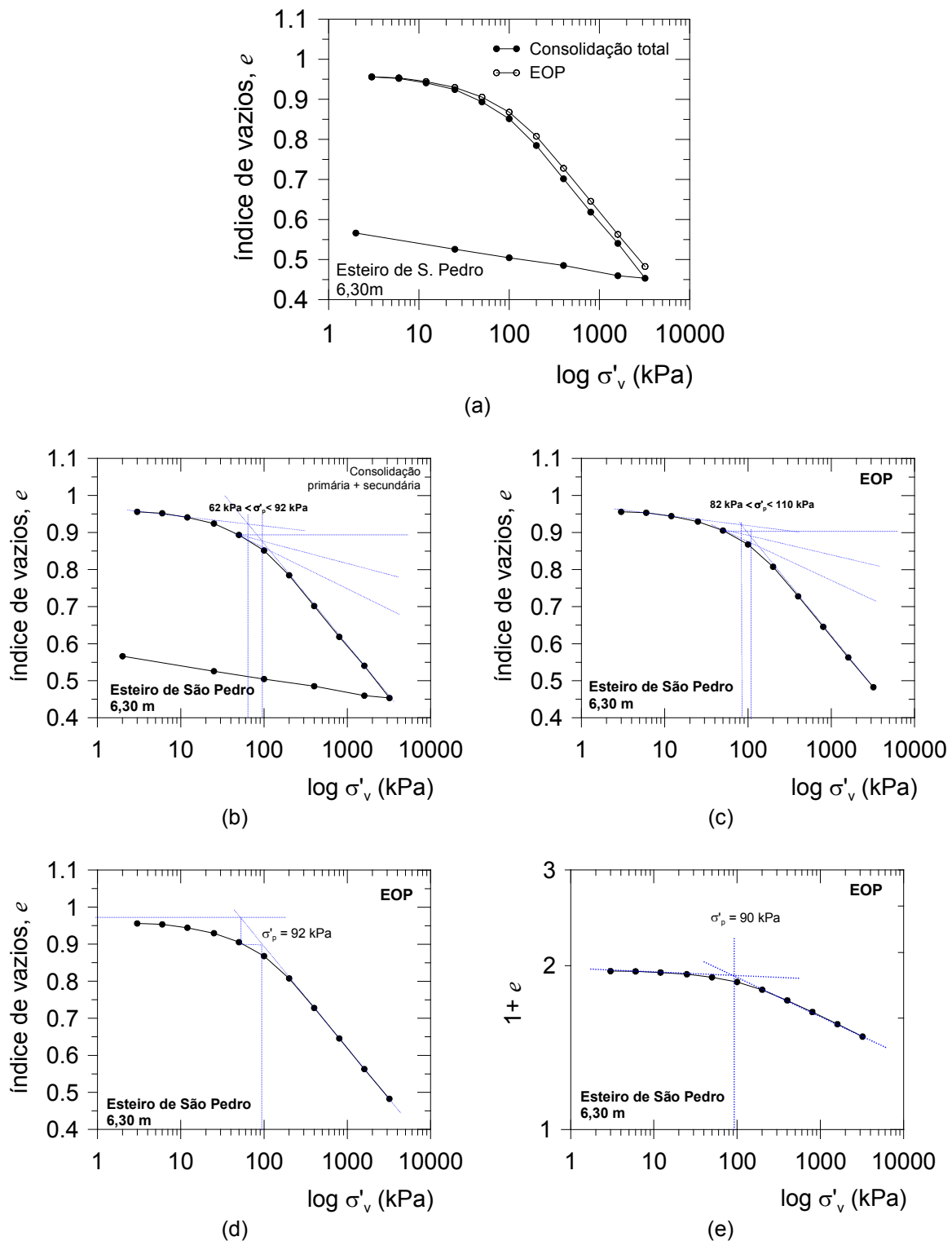


Figura 7.14 – Parametrização da compressibilidade no Estero de S.Pedro a 6,30m; (a) Curvas de compressibilidade considerando o total da consolidação registada e considerando a final da consolidação primária (EOP); (b) Determinação de σ'_p pelos métodos de Casagrande e ASTM B; (c) Determinação de σ'_p pelo método de Pacheco; (d) Determinação de σ'_p pelo método de Butterfield

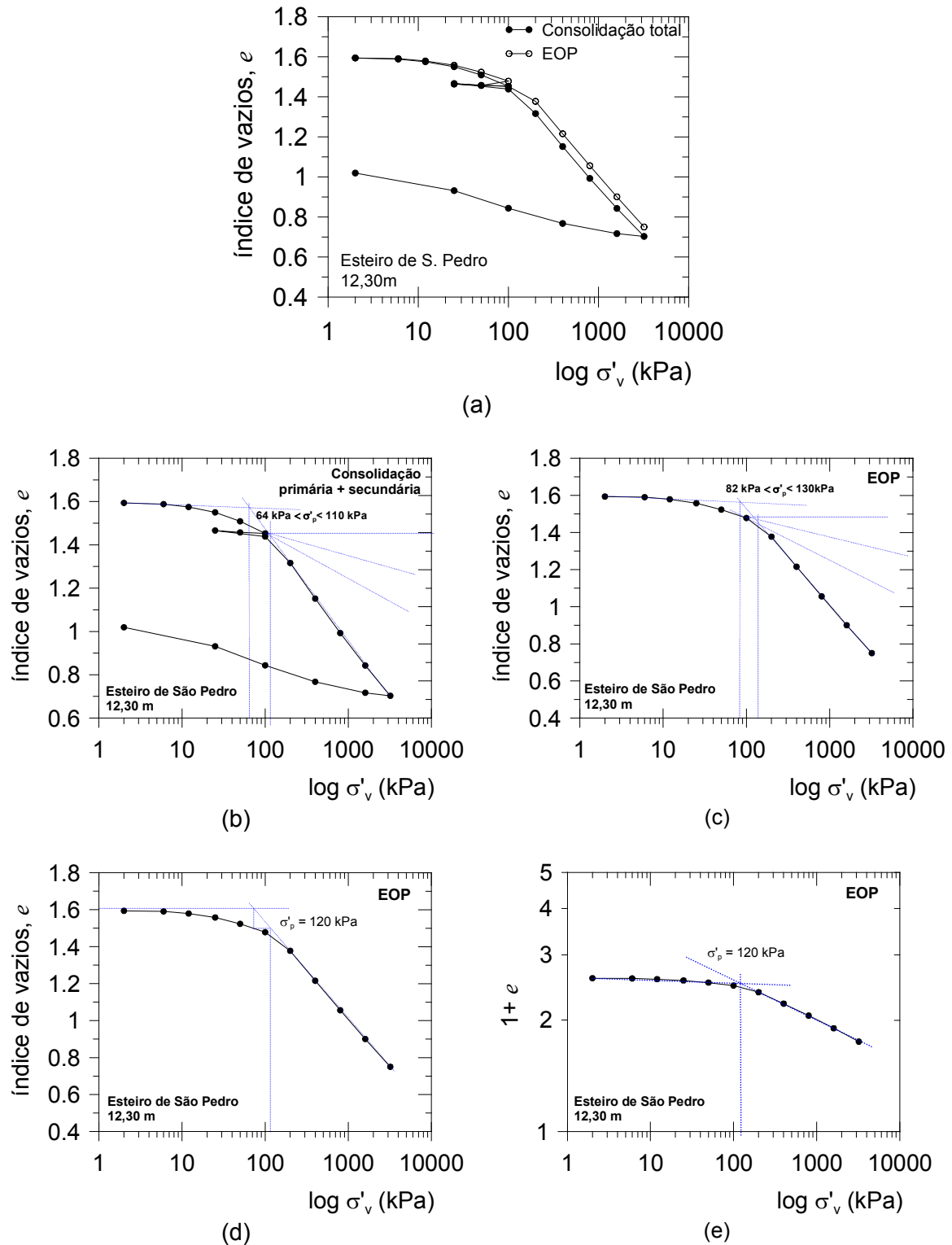


Figura 7.15 – Parametrização da compressibilidade no Esteiro de S. Pedro a 12,30m; (a) Curvas de compressibilidade considerando o total da consolidação registada e considerando a final da consolidação primária (EOP); (b) Determinação de σ'_p pelos métodos de Casagrande e ASTM B; (c) Determinação de σ'_p pelo método de Pacheco; (d) Determinação de σ'_p pelo método de Butterfield

Dos resultados relativos ao Local Esteiro de S. Pedro (Figuras 7.13 a 7.15) observa-se uma expectável tendência de aumento da tensão de pré consolidação com o aumento da profundidade. Contudo, também se nota alguma dispersão nos resultados de σ'_p ao comparar-se as diferentes propostas. Com o método de Casagrande verifica-se a sub estimação do parâmetro quando se contabiliza o total das deformações registadas no final de escalão de carregamento, por efeito da contribuição de assentamentos secundários do provete. Ao considerar as curvas EOP verificam-se incrementos no valor de σ'_p de aproximadamente 25% aos 2,30m, 16% aos 6,30m e 15% aos 12m. Com a consideração das curvas EOP verifica-se também um estreitamento da faixa de variação de valores de σ'_p limitada à esquerda pelo método ASTM B, e à direita pelo método de Casagrande.

O método de Pacheco, aplicado às curvas EOP, fornece sistematicamente valores de σ'_p compreendidos entre os valores determinados pelo método de Casagrande para as curvas com o total da deformação registada e para as curvas EOP, sem evidenciar qualquer tendência de maior proximidade relativamente a algum daquele grupo de resultados. No caso particular da amostra colhida no intervalo de profundidade entre os 2,00m e os 2,60m são notórias as dificuldades de aplicação quer do método de Casagrande quer do método de Pacheco, dada a evidente não linearidade do ramo de compressão virgem. Este comportamento é característico de solos que exibem algum grau de estruturação. No caso da referida amostra é razoável admitir a existência dum tal grau de estruturação, pelo facto de ter sido recolhida a uma profundidade inserida na crosta de dessecação, caracterizada pela sobreconsolidação do solo.

O método de Butterfield, aplicado às curvas EOP, é nitidamente aquele em que se dissipam grande parte das incertezas de julgamento no momento da sua aplicação. Em todas as amostras ensaiadas, a utilização do gráfico bi-logarítmico torna perfeitamente lineares quer os ramos de recompressibilidade quer os ramos de compressão virgem e, deste modo, a intersecção das linhas resultantes do prolongamento de ambos é um ponto que permite estimar σ'_p sem grandes ambiguidades. No conjunto dos ensaios e dos métodos, parece haver uma maior proximidade dos valores determinados pelo método de Butterfield aos determinados pelo método de Pacheco.

Subsistem alguns problemas de dispersão dos valores de σ'_p , pois, mesmo admitindo que é conceptualmente mais adequada a determinação de σ'_p utilizando as curvas EOP de compressibilidade (Jamiolkowski et al., 1985; Mesri, 2001), os valores determinados variam entre 82 kPa e 90 kPa aos 2,30m, entre 82 kPa e 110 kPa aos 6,60m e entre 82 e 130 kPa.

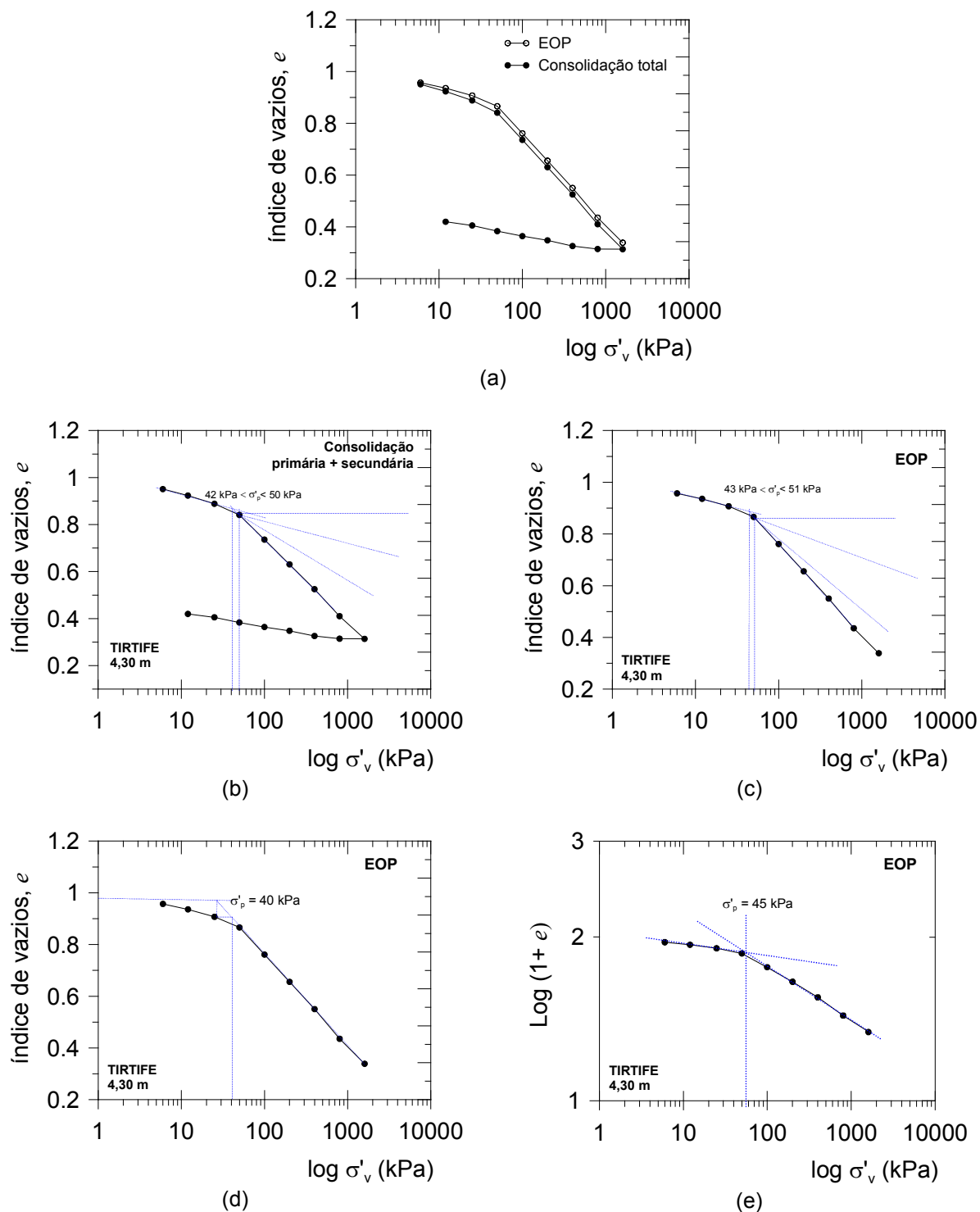


Figura 7.16 – Parametrização da compressibilidade no TIRTIFE a 4,30m; (a) Curvas de compressibilidade considerando o total da consolidação registada e considerando a final da consolidação primária (EOP); (b) Determinação de σ'_p pelos métodos de Casagrande e ASTM B; (c) Determinação de σ'_p pelo método de Pacheco; (d) Determinação de σ'_p pelo método de Butterfield

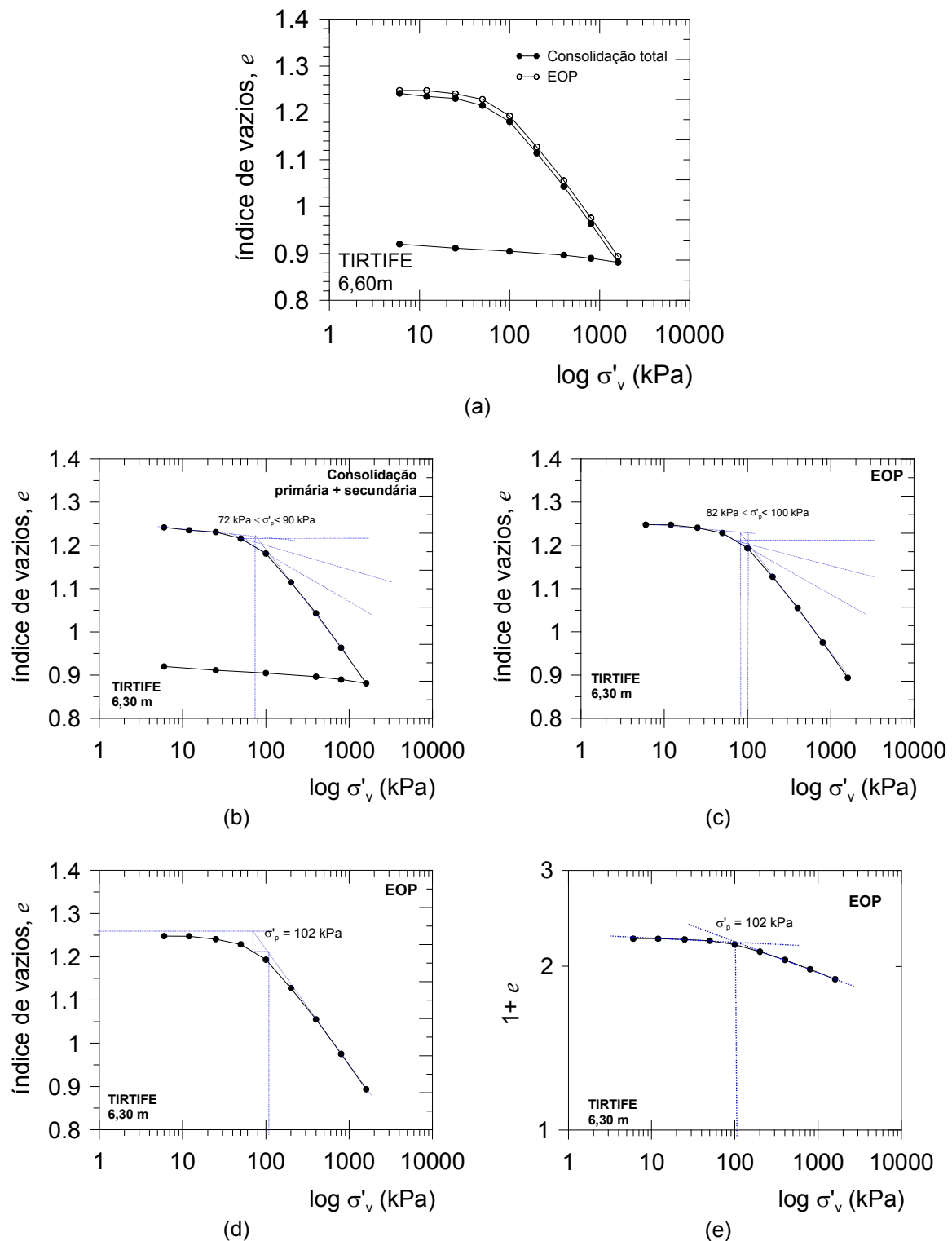


Figura 7.17 – Parametrização da compressibilidade no TIRTIFE a 6,60m; (a) Curvas de compressibilidade considerando o total da consolidação registada e considerando a final da consolidação primária (EOP); (b) Determinação de σ'_p pelos métodos de Casagrande e ASTM B; (c) Determinação de σ'_p pelo método de Pacheco; (d) Determinação de σ'_p pelo método de Butterfield

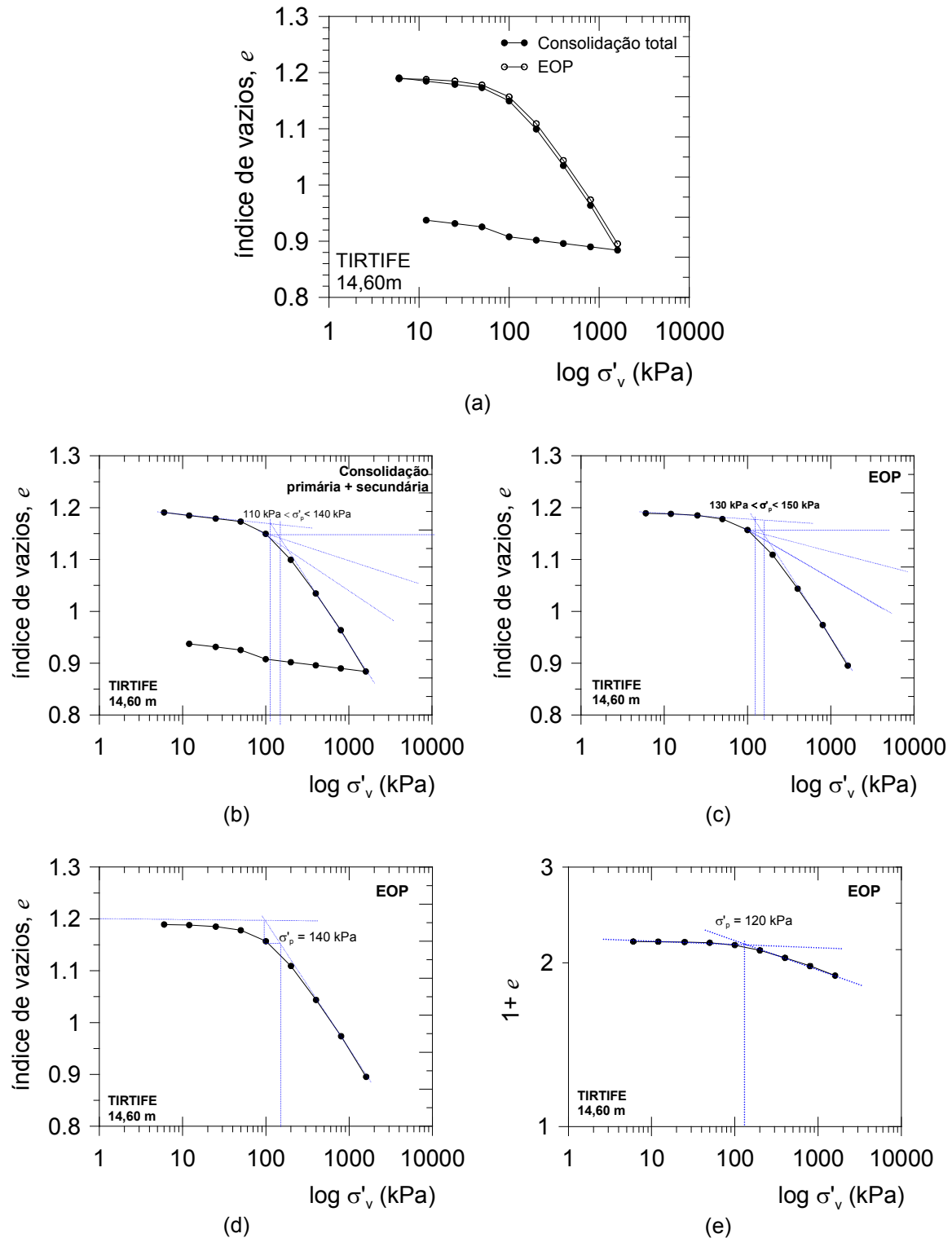


Figura 7.18 – Parametrização da compressibilidade no TIRTIFE a 14,30m; (a) Curvas de compressibilidade considerando o total da consolidação registada e considerando a final da consolidação primária (EOP); (b) Determinação de σ'_p pelos métodos de Casagrande e ASTM B; (c) Determinação de σ'_p pelo método de Pacheco; (d) Determinação de σ'_p pelo método de Butterfield

Dos resultados relativos ao TIRTIFE (Figuras 7.16 a 7.18) observa-se uma expectável tendência de aumento da tensão de pré consolidação com o aumento da profundidade. Nota-se alguma dispersão nos resultados de σ'_p em função dos métodos utilizados. Ao considerar as curvas EOP e o método de Casagrande verificam-se incrementos no valor de σ'_p de aproximadamente 2% aos 4,30m, 10% aos 6,30m e 13% aos 14, 30m. Com a consideração das curvas EOP verifica-se também um estreitamento da faixa de variação de valores de σ'_p . Com excepção da amostra recolhidas entre 0s 6,00m e os 6,60m, e considerando apenas as curvas EOP, o método de Casagrande fornece os valores mais elevados de σ'_p . O método de Pacheco fornece valores de σ'_p iguais a 45 kPa, 102 kPa e 140 kPa, às profundidades de 4,30m, 6,30m e 12,30m respectivamente. Comparativamente ao método de Pacheco, o método de Butterfield fornece às profundidades referidas valores iguais a 45, 102 e 120 kPa. No conjunto dos resultados não foram identificados de comportamentos inconfundivelmente característicos de solos estruturados, acreditando-se que tal se poderá dever ao facto de se tratar de amostras recolhidas abaixo da crosta de dessecação, isto é, marcados por uma sobreconsolidação ligeira.

No Quadro 7.10 é apresentado um resumo dos resultados acima comentados conjuntamente com outros parâmetros da compressibilidade, designadamente os índices de compressibilidade (C_c), de expansibilidade (C_s) e de recompressibilidade (C_r) e razão de compressão virgem ($C_c/(1+e_0)$). São também apresentados os valores do grau de sobreconsolidação (OCR) obtido para cada um dos métodos de determinação de σ'_p , bem como os valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) correspondente ao escalão de carga que inclui a tensão efectiva vertical em repouso (σ'_{v0}). Os valores de C_c foram determinados após reconstrução gráfica de Schmertman (capítulo 3) que pretende estimar a compressibilidade 'in situ' a partir das curvas laboratoriais.

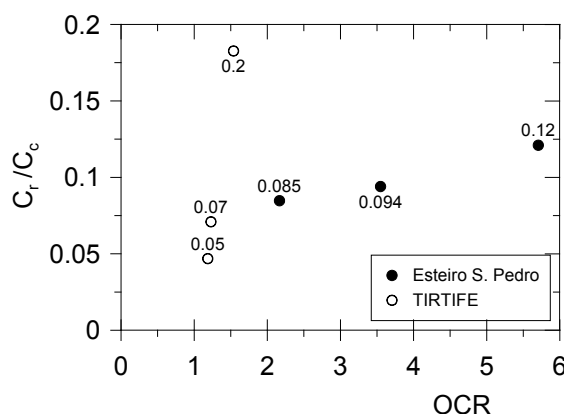
Dos resultados, verifica-se, com maior evidência no Esteiro de S. Pedro, que abaixo da crosta de dessecação dá-se, com o aumento da profundidade, uma passagem gradual para depósitos no estado normalmente consolidado a ligeiramente sobreconsolidado. No conjunto dos ensaios e dos locais de estudo, o índice de compressibilidade está compreendido entre ente 0,248 e 0,720. Este último valor pode ser considerado elevado para a maioria dos solos argilosos. Contudo, de acordo com os comentários de Leroueil et al. (1985) e Hight et al. (1987), referidos por Coelho (2002), relativos a solos orgânicos,

Quadro 7.10 – Parametrização da compressibilidade dos solos estudados.

| | Prof. (m) | e_0 | σ'_{v0} | σ'_p | | | OCR | | | C_c | $C_c/1+e_0$ | C_r | m_v | E_{oed} |
|---------------------|--------------|-------|----------------|-------------|------|------|------|------|------|-------|-------------|-------|--------------------------------|-----------|
| | | | | [1]' | [2]' | [3]' | [1]' | [2]' | [3]' | | | | $\cdot 10^{-4}$ (kPa $^{-1}$) | (MPa) |
| | | | | | | | | | | | | | Escalão de σ'_{v0} | |
| Esteiro de S. Pedro | 2,3 | 1,886 | 17 | 97 | 90 | 83 | 5,7 | 5,2 | 4,9 | 0,72 | 0,25 | 0,08 | 4,13 | 2,4 |
| | 6,3 | 0,956 | 31 | 110 | 92 | 90 | 3,6 | 3 | 2,9 | 0,31 | 0,16 | 0,02 | 5,81 | 1,7 |
| | 12,3 | 1,594 | 60 | 130 | 120 | 120 | 2,2 | 2 | 2 | 0,248 | 0,10 | 0,02 | 3,27 | 3,1 |
| TIRTIFE | 4,3 | 0,956 | 43 | 51 | 40 | 41 | 1,2 | 0,9 | 1 | 0,438 | 0,22 | 0,02 | 8,63 | 1,2 |
| | 6,3 | 1,266 | 65 | 100 | 102 | 102 | 1,5 | 1,6 | 1,6 | 0,282 | 0,12 | 0,05 | 2,34 | 4,3 |
| | 14,3 | 1,200 | 122 | 160 | 140 | 120 | 1,3 | 1,2 | 1 | 0,427 | 0,19 | 0,03 | 2,21 | 4,5 |

^[1] Casagrande; ^[2] Pacheco; ^[3] Butterfield

são de considerar valores desta ordem de grandeza. Acrescente-se que, na linha das observações dos mesmos autores, foi verificada uma tendência de crescimento da relação C_r/C_c com o OCR, tal como é ilustrado no gráfico da Figura 7.19, no qual se inserem os valores daquela relação.

Figura 7.19 – Relação entre C_r/C_c e OCR observada nos solos estudados

De pouco serve o conhecimento de C_c isoladamente, daí a importância da razão de compressão virgem, $C_R = C_c/(1+e_0)$, para a avaliação da compressibilidade dos solos. Nos locais estudados, C_R varia com a profundidade, assumindo valores entre 0,25 e 0,10 no Esteiro de S. Pedro e entre 0,22 e 0,12 no TIRTIFE. No cômputo geral o valor médio é de 0,17, o que é corroborado por estudos anteriores em solos moles do litoral português referidos por Matos Fernandes (2006) como um mínimo de 0,14 (Santarém) e um máximo de 0,24 (Baixa de Santo André, Sines). Para solos do vale do Vouga/Ria de Aveiro (Esgueira, Cacia e Estarreja), num total de 9 amostras ensaiadas, aquele autor refere valores a variar entre 0,08 e 0,21, sendo o valor médio igual a 0,15

7.2.4.2 Consolidação primária

As curvas de compressibilidade resultam do tratamento prévio das curvas de consolidação obtidas experimentalmente no final de cada escalão de carga edométrica. Outro objectivo perseguido nas curvas de consolidação é a separação das parcelas primária e secundária da consolidação observada. No presente trabalho foi utilizado principalmente o método de Taylor para a interpretação das curvas de consolidação, dada a sua praticamente inequívoca definição desde os escalões de carga mais baixos. O método de Casagrande afigurou-se por vezes de extrema dificuldade de aplicação principalmente nos níveis mais baixos de tensão. Ainda assim, o método de Casagrande é o que melhor permite a interpretação da consolidação secundária.

A avaliação das características da consolidação primária é normalmente realizada mediante a determinação do coeficiente de consolidação vertical, c_v , tal como discutido no capítulo 3. Nas Figuras 7.20 a 7.21 são apresentados os resultados da determinação de c_v , bem como a sua evolução com nível de tensão aplicada no ensaio edométrico. Nas mesmas figuras é apresentada a evolução do coeficiente de consolidação secundária, cujo comportamento será discutido mais detalhadamente no subcapítulo seguinte.

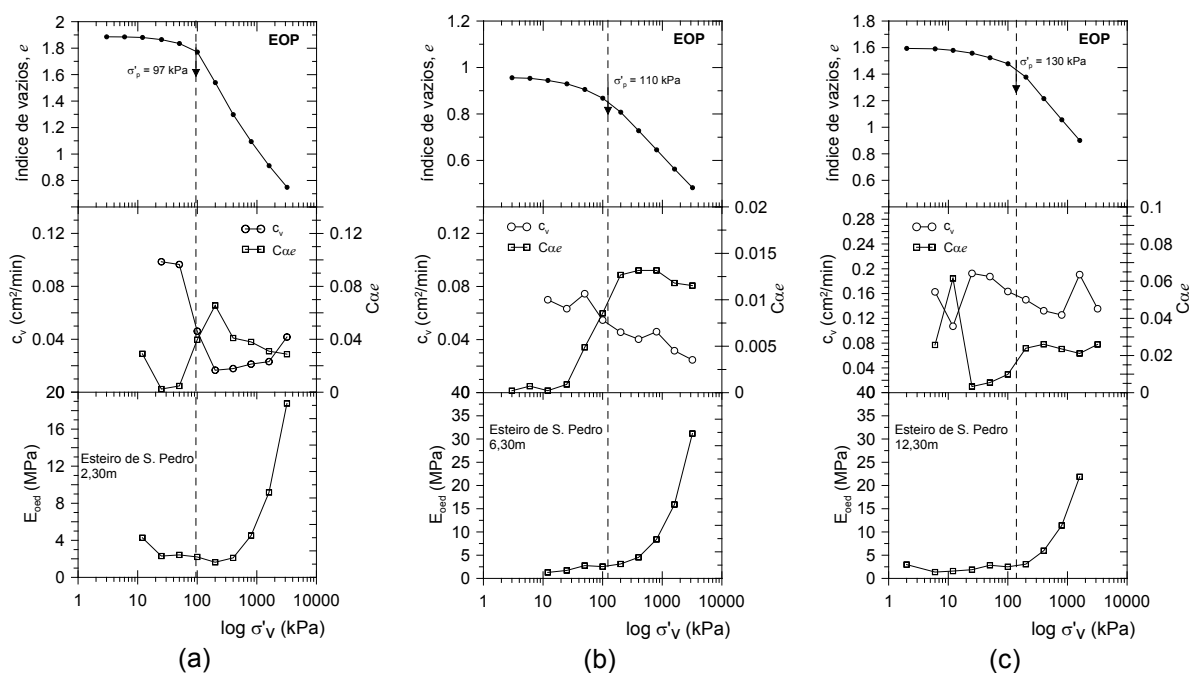


Figura 7.20 – Coeficientes de consolidação primária e secundário nos solos estudados no local Esteiro de S. Pedro.

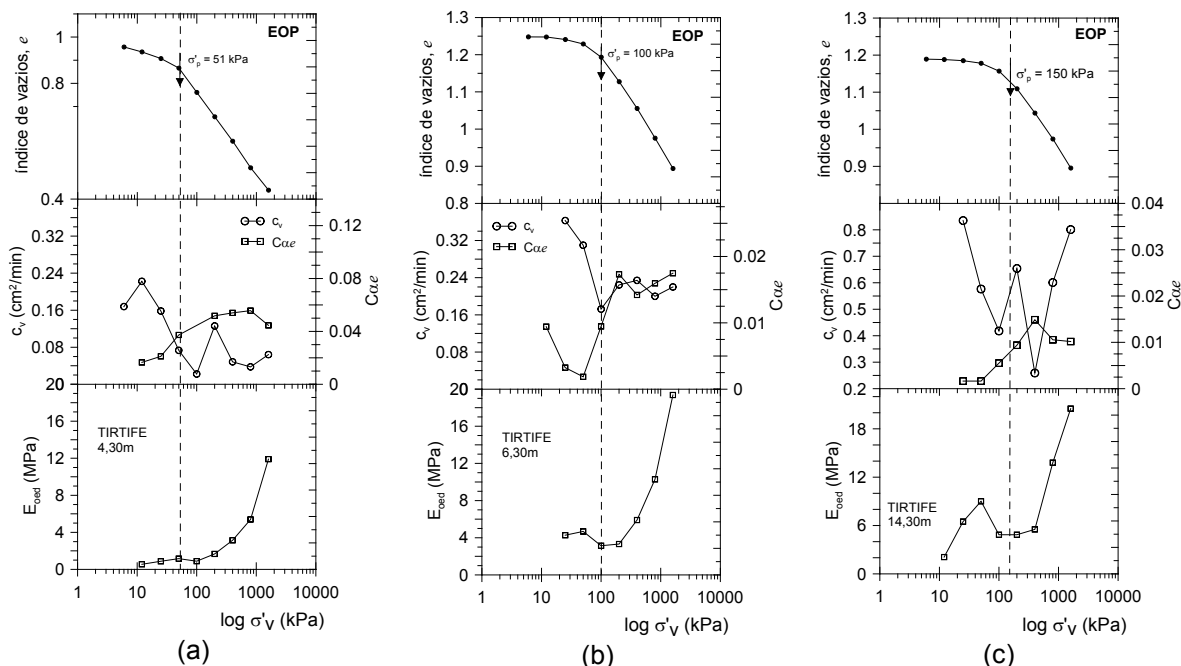


Figura 7.21 – Coeficientes de consolidação primária e secundário nos solos estudados no local TIRTIFE.

Nas figuras, a evolução de c_v é representada conjuntamente com a curva de compressibilidade com a marcação de σ'_p correspondente ao método de Casagrande aplicado às curvas EOP. É também possível observar a evolução do módulo de deformabilidade constrangido ou módulo edométrico, E_{oed} (ou M).

Globalmente verifica-se uma evolução de c_v com tendência para uma acentuada diminuição do seu valor na vizinhança de σ'_p . Segue-se um comportamento diverso, caracterizado por um ligeiro aumento com c_v , posteriormente seguido ou de uma quase constância do valor do parâmetro ou de um muito pouco expressivo abaixamento ou crescimento. nenhuns dos últimos padrões alternativos de comportamento são observados na amostra recolhida ao entre os 14,00 e os 14,60m no local TIRTIFE. Aliás, todo o padrão de evolução de c_v pode ser considerado anómalo em face dos restantes resultados.

O tipo de comportamento global acima descrito, nem sempre nitidamente identificável, tem sido experimentalmente observado por diversos autores (Ladd et al., 2001; Coelho, 2000 e Aguiar, 1999, por exemplo), sendo mesmo referido como o expectável em qualquer ensaio de consolidação edométrica, razão pela qual alguns autores referem que mesmo antes da construção das curvas de compressibilidade a análise da evolução de c_v permite estimar a faixa de posicionamento de σ'_p . Na mesma linha de raciocínio, tal como anteriormente discutido (Cap. 3), a observação da evolução do módulo edométrico pode

antecipar a estimativa de σ'_p antes da aplicação de quaisquer dos métodos de construção gráfica já referidos.

Associada à consolidação primária dos solos está a sua condutividade hidráulica, relacionadas pela equação [3.23]. No Quadro 7.11 são apresentados os resultados da determinação do coeficiente de permeabilidade vertical, k_v , correspondentes aos escalões de carga em que se insere a tensão efectiva vertical em repouso.

Quadro 7.11 – Parametrização da consolidação dos solos estudados.

| | Prof. (m) | σ'_{v0} | Escala de σ'_{v0} | | | |
|------------------------|--------------|----------------|--|--------------------------------|--|------------------------------------|
| | | | c_v $\cdot 10^{-2}$ (cm ² /min) | c_v (m ² /ano) | m_v $\cdot 10^{-4}$ (kPa ⁻¹) | k_v $\cdot 10^{-10}$ (m/s) |
| Esteiro de S. Pedro | 2,3 | 17 | 9,86 | 5,2 | 4,13 | 6,9 |
| | 6,3 | 31 | 7,45 | 3,9 | 5,81 | 7,35 |
| | 12,3 | 60 | 16,3 | 8,6 | 3,27 | 9,06 |
| TIRTIFE | 4,3 | 43 | 73,3 | 38,5 | 8,63 | 10,7 |
| | 6,3 | 65 | 17,2 | 9,0 | 2,34 | 6,85 |
| | 14,3 | 122 | 65,4 | 34,4 | 2,21 | 24,5 |

Verifica-se que no conjunto dos locais os valores do coeficiente de permeabilidade vertical variam dentro da mesma ordem de grandeza, 10^{-10} m/s. Em tese, seria espectável que com aumento da profundidade de recolha das amostras, isto é, com aumento de σ'_{v0} , houvesse uma redução do índice de vazios e uma consequente redução da condutividade hidráulica. Contudo, não se observa um tal comportamento, ao que se julga estar associado o facto dalguma heterogeneidade granulométrica dos solos estudados com o efeito das intercalações arenosas, ainda que muito finas, na matriz silto-argilosa predominante.

Na Figura 7.22 projectam-se os resultados num gráfico com o qual é possível comparar o comportamento observado com o de outros solos de diferentes regiões do mundo. Observa-se que existe um enquadramento dos solos estudados com os resultados publicados com maior dispersão dos solos do local Esteiro de S. Pedro e maior concentração dos solos do local TIRTIFE.

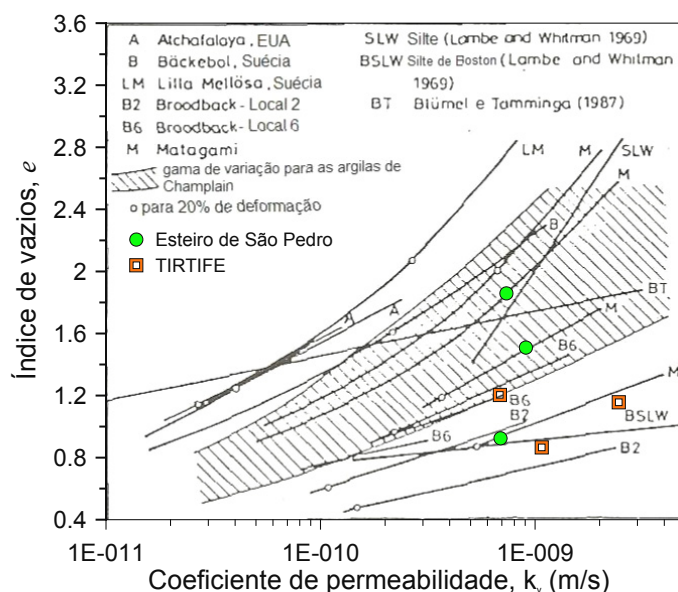


Figura 7.22 – Coeficientes de permeabilidade no ensaio edométrico dos solos estudados em Aveiro.

Refira-se ainda que, no cômputo geral a ordem de grandeza da condutividade hidráulica é corroborada pelos resultados obtidos em solos moles portugueses na Quinta do Foja (Coimbra) e na Esgueira (Aveiro), por Coelho (2000) e por Aguiar (1999), respectivamente.

7.2.6 Consolidação secundária

Nos solos moles orgânicos a parcela da compressibilidade associada à consolidação secundária desempenha um papel muito importante, havendo mesmo casos em que a sua expressão ultrapassa em grande medida a contribuição da parcela primária da consolidação. Note-se que em solos francamente orgânicos, como as turfas, o indesejável desempenho geotécnico ao nível da compressibilidade é indexável aos excessivos assentamentos por consolidação secundária.

No presente trabalho, a análise da importância da consolidação secundária assentou na magnitude dos coeficientes de consolidação secundária em termos, por um lado, da deformação que lhe está associada através determinação da relação $C_{\alpha e}/1+e$ e por outro lado da relação de $C_{\alpha e}/C_c$. No último caso, o valor de C_c considerado é o índice de compressibilidade, considerando t_p (EOP), entre escalões consecutivos de carregamento desde a fase de recompressão até ao último carregamento corresponde ao ramo de compressão virgem.

No Quadro 7.12 são apresentados os intervalos de variação da relação $C_{ae}/1+e$ obtidos em cada ensaio e o seu valor médio. De acordo com o sistema de classificação dos solos argilosos quanto à importância da consolidação secundária (Matos Fernandes, 2006), verifica-se que, no local Esteiro de São Pedro trata-se de solos cuja aquela “importância” é classificada como “média a “alta”, enquanto no local TIRTIFE a classificação corresponde à designação “baixa”. A maior heterogeneidade granulométrica do local TIRTIFE, com solos moles mais silto-argilosos algo arenosos que silto-argilosos poderá compreensivelmente explicar este comportamento observado.

Quadro 7.12 – Parametrização da compressão secundária dos solos estudados.

| | Prof. (m) | $C_{ae}/1+e$ (%) | |
|------------------------|--------------|---------------------|-------------|
| | | Intervalo | Valor médio |
| Esteiro de S. Pedro | 2,3 | 0,54 – 1,67 | 1,4 |
| | 6,3 | 0,45 – 0,77 | 0,7 |
| | 12,3 | 0,97 – 1,37 | 1,1 |
| TIRTIFE | 4,3 | 0,23 – 0,36 | 0,3 |
| | 6,3 | 0,51 – 0,57 | 0,5 |
| | 14,3 | 0,25 – 0,71 | 0,5 |

Matos Fernandes (2006) refere que as aluviões orgânicas dos vales do litoral português, tipicamente classificadas como lodos siltosos orgânicos (OH ou OL, segundo a classificação Unificada), exibem consolidação secundária média a alta, com $C_{ae}/1+e$ da ordem de 1%.

Nas Figuras 7.23 e 7.24 são apresentados os resultados das relações C_{ae}/C_c . Nos moldes acima referidas em que o parâmetro C_c é definido, optou-se por simbolicamente designá-lo por $C_{c,i}$, ao longo dos vários escalões de carregamento. Pela qualidade das correlações obtidas através de rectas de regressão com a imposição de intersecção na origem, verifica-se que a relação $C_{ae}/C_{c,i}$ é aproximadamente constante ao longo dos vários escalões de carregamento aplicados nos ensaios. No conjunto dos ensaios e dos locais o valor médio da relação é igual a 0,05, o que de acordo com o sistema de classificação apresentado por Mesri (2001), apresentado no Quadro 3.21 trata-se de solos classificados como “Argilas e siltes orgânicos”.

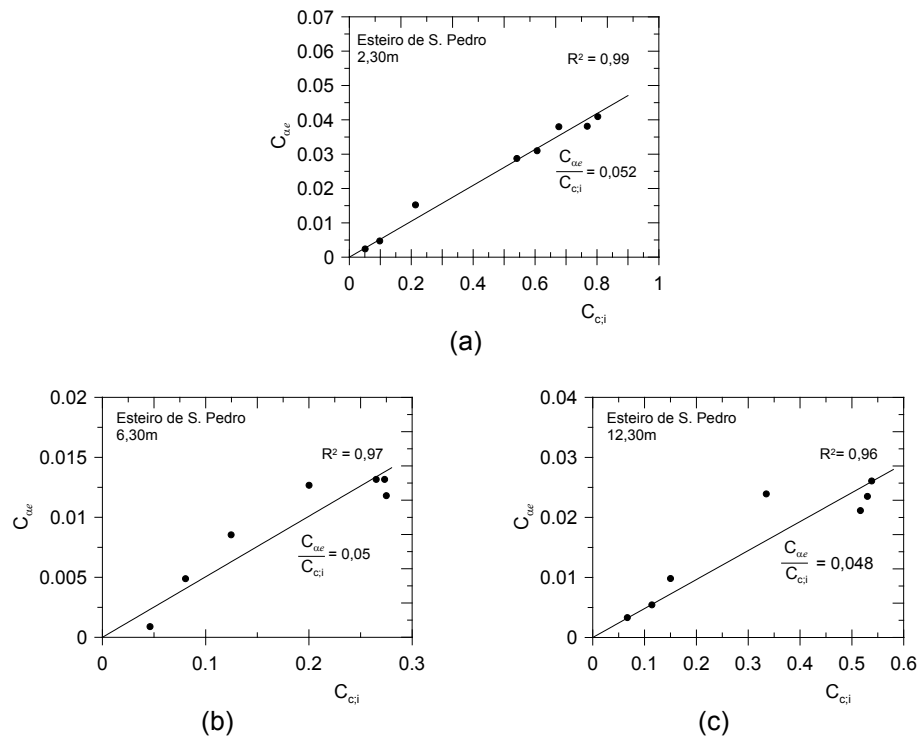


Figura 7.23 – Relações C_{ae}/C_{ci} dos solos estudados em no local Esteiro de S.Pedro.

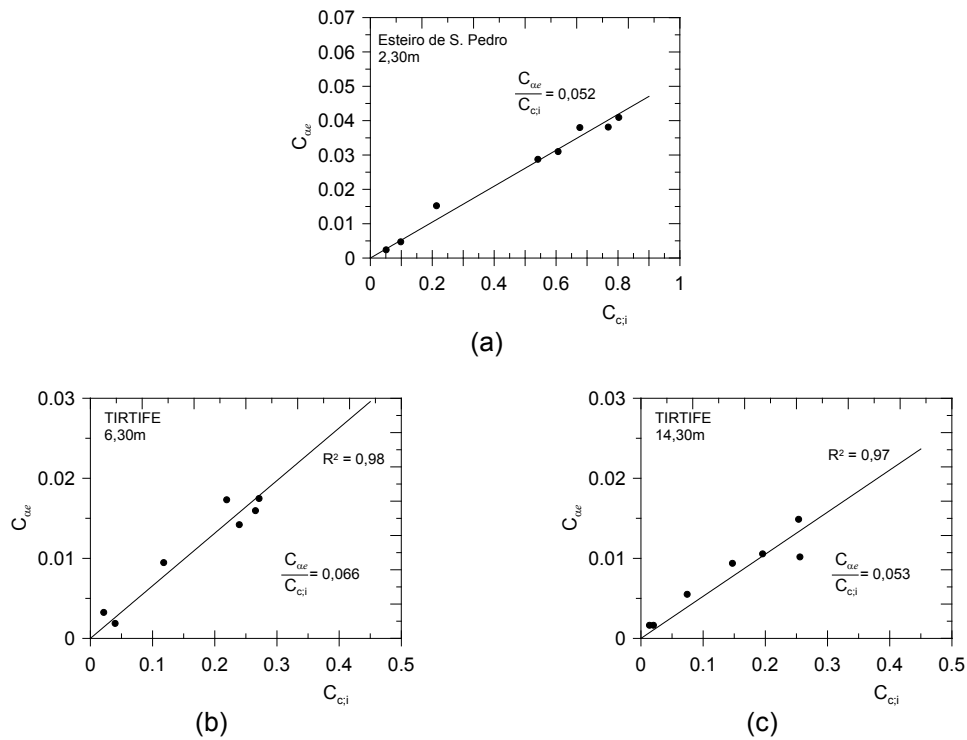


Figura 7.24 – Relações C_{ae}/C_{ci} dos solos estudados em no local TIRTIFE.

7.2.7 Qualidade das amostras

Tal como discutido no capítulo 4, uma das propostas para a avaliação da qualidade das amostras consiste em medir as deformações ou a variação do índice de vazios ao reconsolidar as amostras para um estado de tensão efectiva correspondente à situação 'in situ'. Deste modo, foi aplicada aos solos estudados a proposta de Lunne et al. (1997), que consiste na determinação da relação $\Delta e / e_0$, para a avaliar a qualidade das amostras utilizadas. Nas Figura 7.25 e 7.26 são apresentados os resultados.

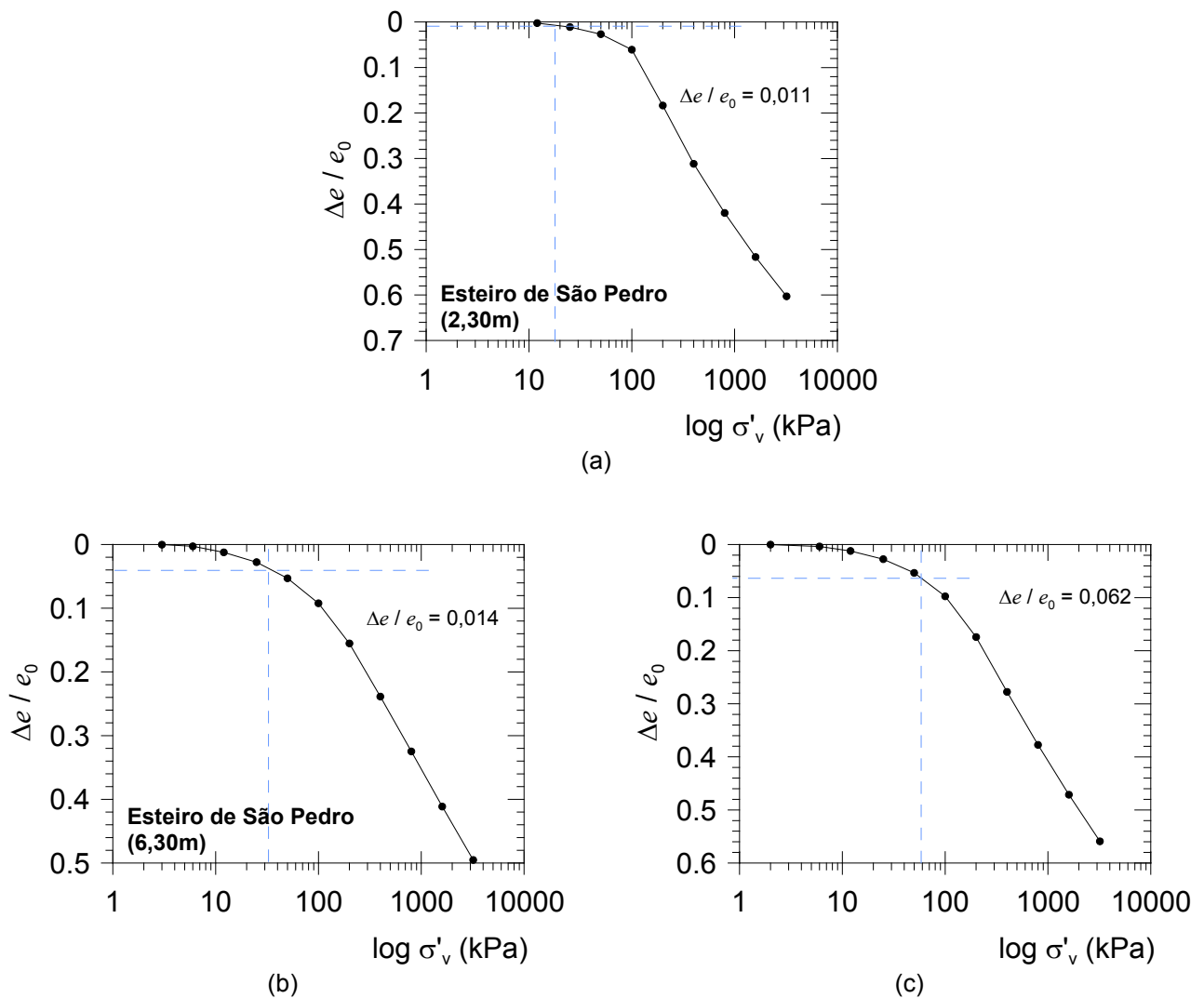


Figura 7.25 – Avaliação da qualidade das amostras dos solos estudados em no local Esteiro de S. Pedro.

De acordo com o sistema de classificação proposto por Lunne et al. (1997), ilustrada no Quadro 4.5, verifica-se que nos solos do local Esteiro de S. Pedro foram conseguidas amostras de qualidade Muito Boa a Excelente entre os 2,00 e os 2,60m e entre os 6,0 e os 6,60m, enquanto à amostra recolhida entre os 12,00 e os 12,60m é atribuída a classificação de Boa a Razoável.

No local TIRTIFE regista-se uma redução global da qualidade das amostras, sendo Pobre a amostra recolhida entre os 4,00 e os 4,60m, enquanto as amostras recolhidas entre os 6,00 e os 6,60m e entre os 14,00 e os 14,60m são de qualidade Boa a Razoável.

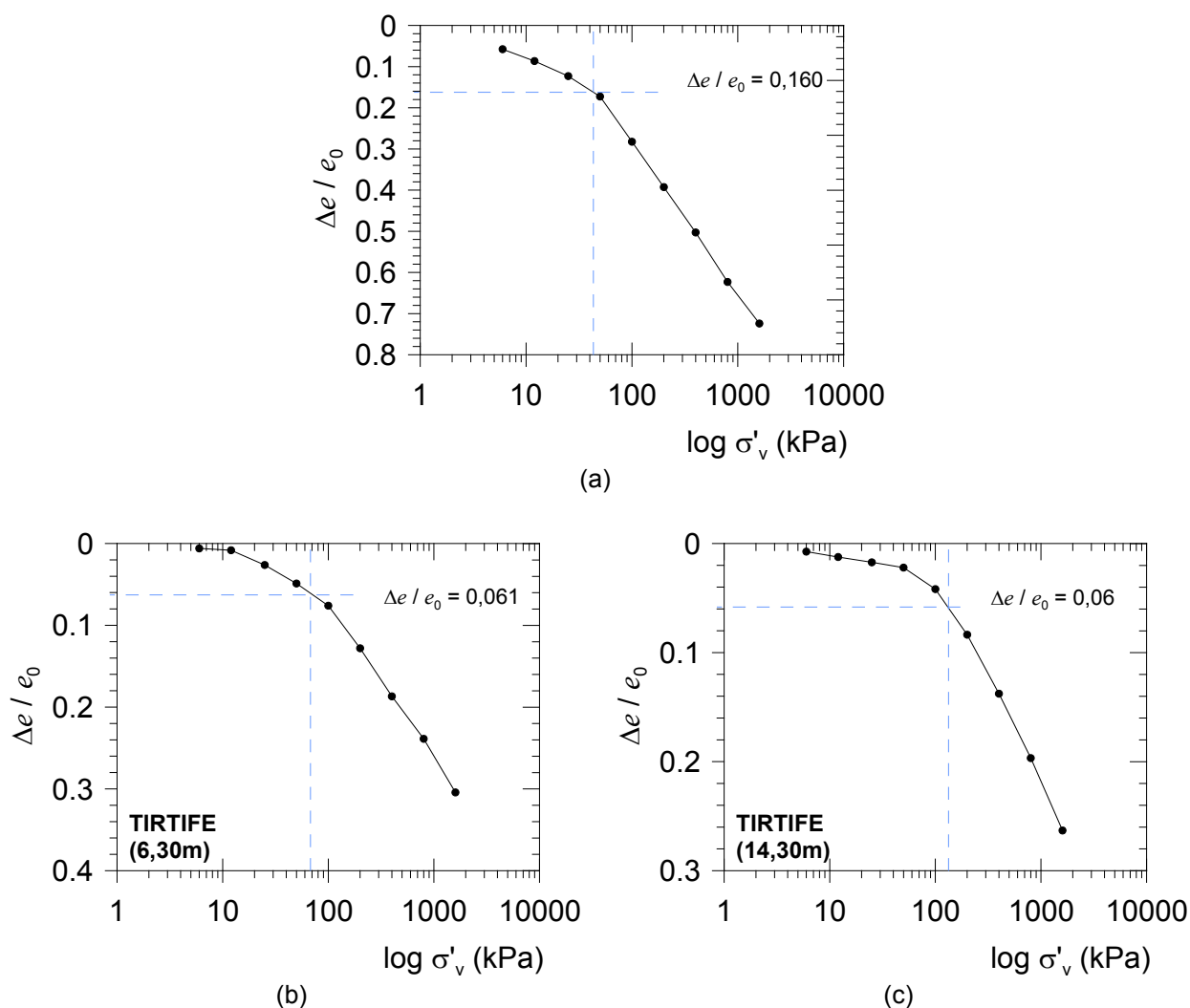


Figura 7.26 – Avaliação da qualidade das amostras dos solos estudados em no local TIRTIFE.

O mesmo critério foi utilizado por Lo Presti et al. (1999) para avaliar a qualidade de amostras recolhidas por amostradores com diferentes características, frequentemente utilizados na amostragem de solos moles. Como forma de comparar os resultados com os obtidos em Aveiro, no gráfico da na Figura 7.27 são incluídos os resultados obtidos no presente trabalho.

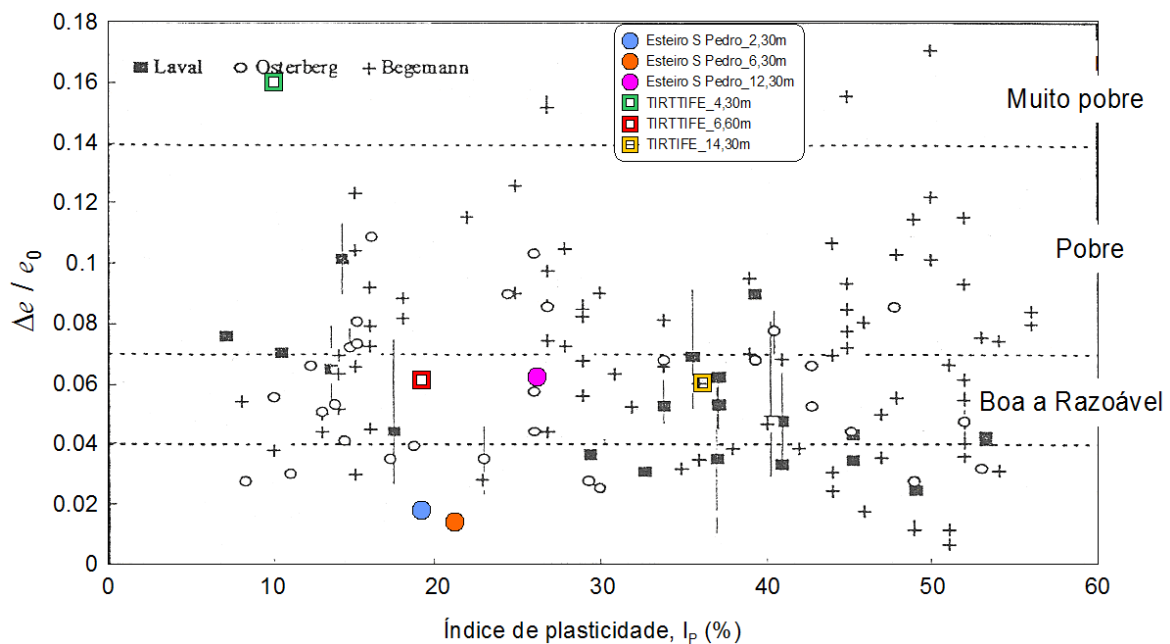


Figura 7.27 – Avaliação da qualidade das amostras dos solos estudados em Aveiro.

Refira-se que o amostrador utilizado na recolha das amostras estudadas no presente trabalho tem características mais próximas do amostrador Osterberg referido na figura. Entende-se ser razoável justificar a perda de qualidade da amostragem no local TIRTIFE com a ocorrência intercalações de lentes de natureza arenosa entre os solos silto-argilosos, pois é consabido que a mostragem indeformada em solos arenosos ainda é um problema de difícil resolução no estado actual do conhecimento da mecânica dos solos.

Nos últimos anos têm sido implementadas técnicas de recolha de amostras indeformadas mediante o congelamento prévio do maciço, cujo sucesso relativo é relatado por exemplo por Mayne (2007), reconhecendo o autor que razões de natureza económica têm inibido a aplicação do método em larga escala.

7.3 Comportamento tensão-deformação-resistência ao corte

Com o intuito de interpretar e avaliar o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte dos solos estudados em Aveiro, foram realizados ensaios não drenados de resistência ao corte em compressão triaxial com medição das poro-pressões para avaliar igualmente a componente de resistência em termos de tensões efectivas. Os ensaios realizados foram do tipo CIU, CAU e CK_0U nos laboratórios de geotecnia da FEUP e da UA. No total foram considerados para o presente trabalho 16 ensaios, divididos em 10 CIU, 4 CAU e 2 CK_0U , sobre amostras indeformadas recolhidas a diferentes profundidades nos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE. Na Figura 7.28 são ilustrados alguns aspectos da fase de preparação das amostras, do equipamento triaxial utilizado.



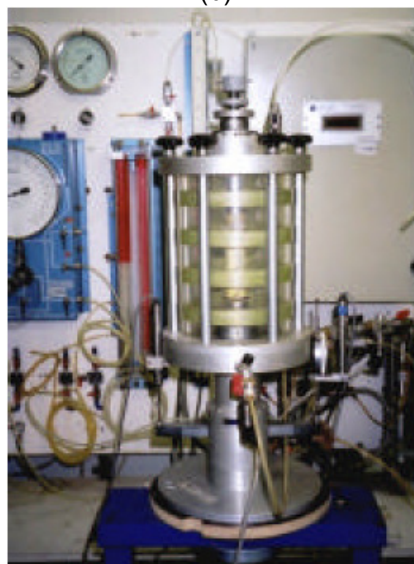
(a)



(b)



(c)



(d), (in Carvalho, 2003)

Figura 7.28 – Ensaios triaxiais realizados no Labgeo da FEUP: (a)-(c)Preparação e instalação do provete na câmara triaxial clássica; (d) Provete colocado na Câmara de Bishop-Wesley, para a realização de ensaios CK_0U .

O valor do coeficiente de impulso em repouso utilizado nos ensaios CK₀U foi estimado a partir da relação empírica proposta por Alpan (1967) e dada por:

$$K_0 = 0,19 + 0,233 \log I_p \quad [7.1]$$

7.3.1 Curvas tensão-deformação

Todos os ensaios foram realizados com deformação controlada na direcção do eixo principal maior. Com excepção dos ensaios em provetes da amostra recolhida entre os 14,00 e os 14,60m no local TIRTIFE, realizados à taxa de deformação $\dot{\epsilon}_a = 0,04\%/min$, os restantes ensaios foram realizados com $\dot{\epsilon}_a = 0,02\%/min$. Nas Figuras 7.29 e 7.30 estão representadas as curvas tensão deformação obtidas nos vários ensaios nos diferentes locais de estudo, em termos da tensão deviatórica, da razão entre as tensões principais máximas e da poro-pressão. O interesse na representação dos três tipos de curva para cada ensaio reside no facto de, como se sabe e se discutirá mais adiante para o caso em estudo, o critério de rotura adoptado influenciar os parâmetros resistentes do solo.

A Figura 7.29 refere-se ao local Esteiro de S. Pedro, sobre o qual poder-se-á dizer que de um modo geral a forma das curvas tensão-deformação relativas à tensão deviatórica, q : ϵ_a , são semelhantes às típicas de solos normalmente consolidados sem grande pronunciamento de um pico, ou seja com uma passagem relativamente gradual entre os designados estados de cedência e de rotura.

Quanto às curvas relativas à razão entre as tensões principais máximas, verifica-se, nos casos é possível comparar, que existe uma tendência de os valores de σ'_1/σ'_3 mais elevados corresponderem às tensões de consolidação mais baixas, produzindo ainda curvas nas quais existe um máximo (pico) mais pronunciado comparativamente às curvas correspondentes às maiores tensões de consolidação. Tais picos ocorrem na maioria das vezes para níveis de deformação muito próximos, quando não iguais, aos verificados para a máxima tensão deviatórica.

Em dois casos (4,30m e 10,30m) verificam-se comportamentos de certo modo anómalos já em fases aparentemente pós-pico, nas quais são identificáveis episódios abruptos de crescimento acentuado de σ'_1/σ'_3 sem que se vislumbrem comportamentos homólogos quer nos gráficos q : ϵ_a quer nos gráficos u : ϵ_a .

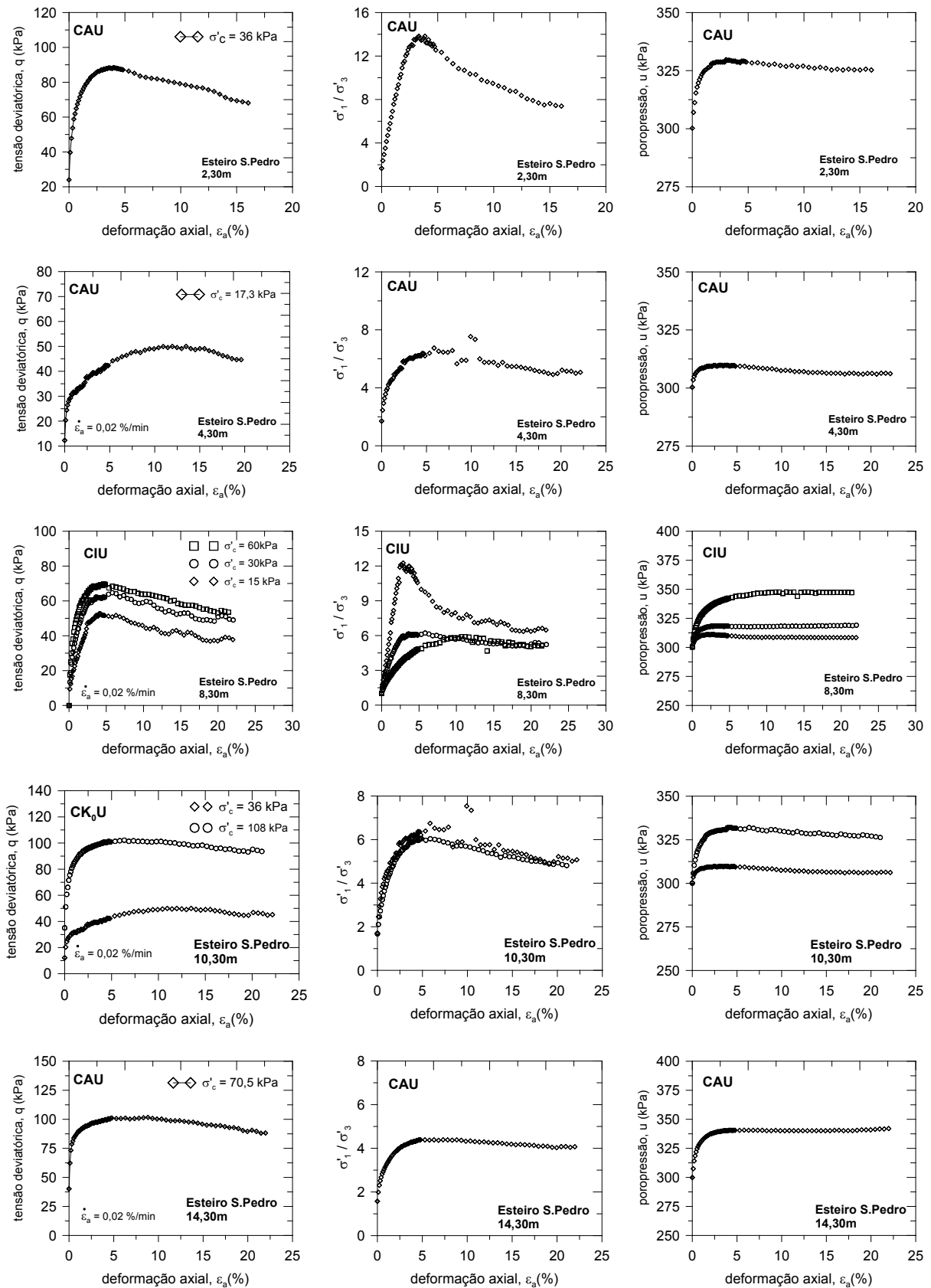


Figura 7.29 – Curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais realizados com amostras recolhidas no local Esteiro de S. Pedro.

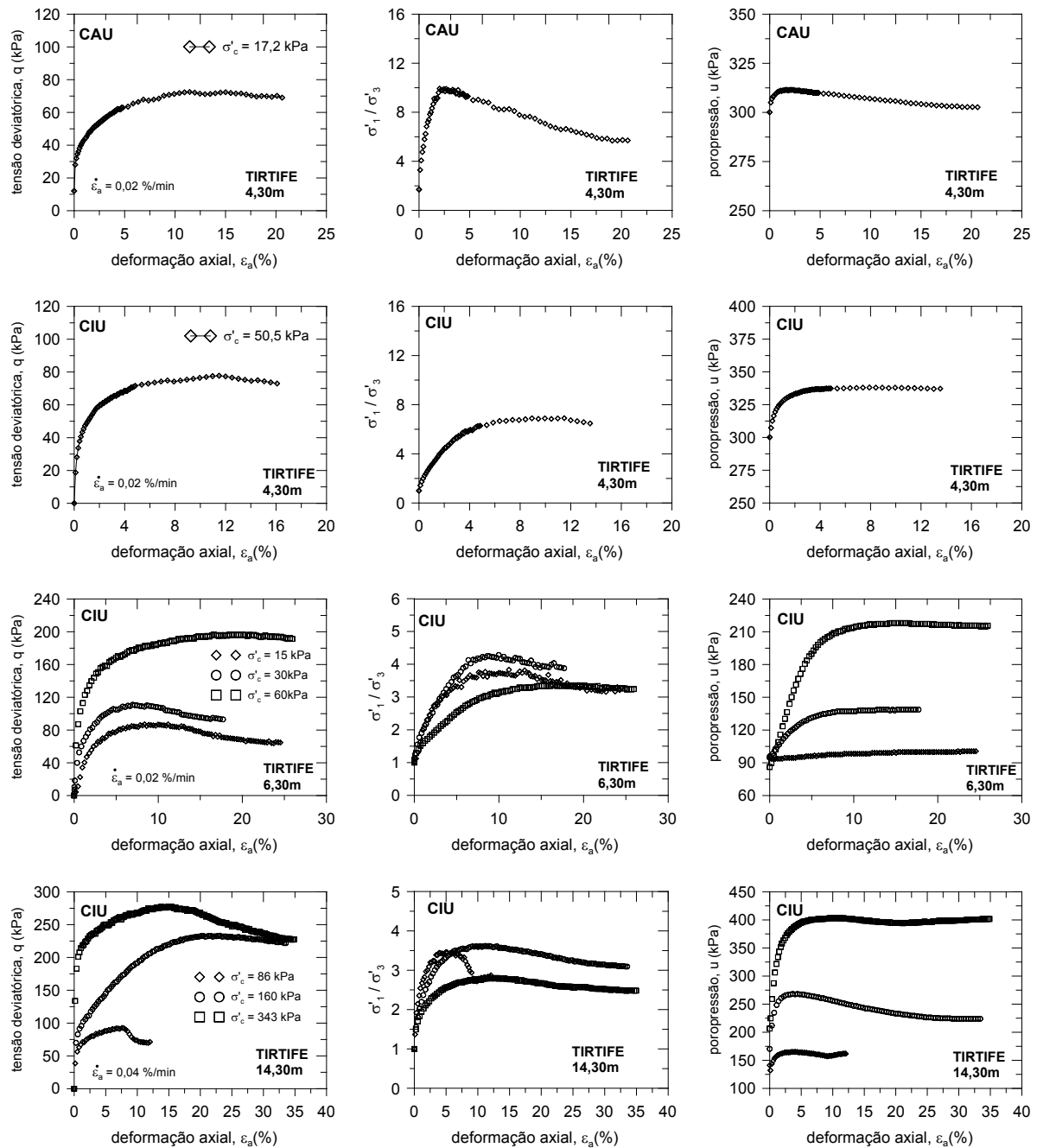


Figura 7.30 – Curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais realizados com amostras recolhidas no local TIRTIFE.

Normalmente assume-se que a cedência do provete repercute-se nas medições da poropressão instalada, assumindo o parâmetro u o seu máximo nesse instante com a consequente redução ainda que pequena e praticamente constante até ao final do ensaio não drenado. Da observação das curvas $u: \epsilon_a$ obtidas experimentalmente poder-se-á dizer que o comportamento atrás descrito é em larga medida verificado.

Para o local TIRTIFE, cujos resultados constam da Figura 7.30, são globalmente válidas as considerações feitas anteriormente.

7.3.2 Parâmetros resistentes

A parametrização da resistência ao corte não drenado e em tensões efectivas foi realizada a partir da interpretação dos caminhos das tensões percorridos no espaço $s':t$ representados nas Figuras 7.31 e 7.32 relativas à amostras colhidas nos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE, respectivamente. Nas referidas figuras são representadas as transformações dos espaços $t:\varepsilon_a$, nos quais são representadas as deformações correspondentes ao valor máximo de t ($t_{\max} = q_{\max}/2$), nos espaços $s':t$, a partir dos quais são deduzidos graficamente o ângulo de resistência ao corte ϕ' e o intercepto coesivo c' . No quadro 7.10 é apresentado um resumo dos resultados de todos os ensaios realizados, bem como da parametrização resultante da interpretação dos mesmos. Para cada ensaio são apresentados, para a fase de consolidação e antes do corte, o tipo de ensaio triaxial, a tensão de consolidação (σ'_c) e o valor de $K = \sigma'_3/\sigma'_1$. Os resultados após a fase de corte são apresentados de acordo com os diferentes critérios de rotura considerados, designadamente o da tensão deviatória máxima, o da razão máxima entre tensões principais e da poropressão. São também apresentados os valores da deformação correspondente ao instante de rotura ($\varepsilon_{a,f}$), os valores de ϕ' e c' respectivos e, no caso do critério de $t_{\max} = q_{\max}/2$, o valor do parâmetro A de Skempton na rotura (A_f), a razão c_u/σ'_c medida no ensaio e a razão c_u/σ'_{v0} determinada a partir da relação:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sin(K_0 + A_f - K_0 A_f)}{1 - \sin \phi' + 2 A_f \sin \phi'} \quad [7.2]$$

Relativamente à resistência não drenada, o seu valor é entre outros factores condicionado pela tensão de confinamento. Deste modo, os valores observados, indexáveis aos estados de tensão próximos dos estados de tensão no maciço (em repouso) parecem consentâneos com os valores frequentemente relatados para solos do mesmo tipo. Contudo, mais adiante, estes valores serão aferidos na confrontação com os resultados obtidos nos ensaios de corte rotativo 'in situ'. No sistema de classificação de solos argilosos quanto à resistência não drenada referidos por Matos Fernandes (2006), os solos estudados em Aveiro são classificados como "Argilas moles" a "Argilas médias".

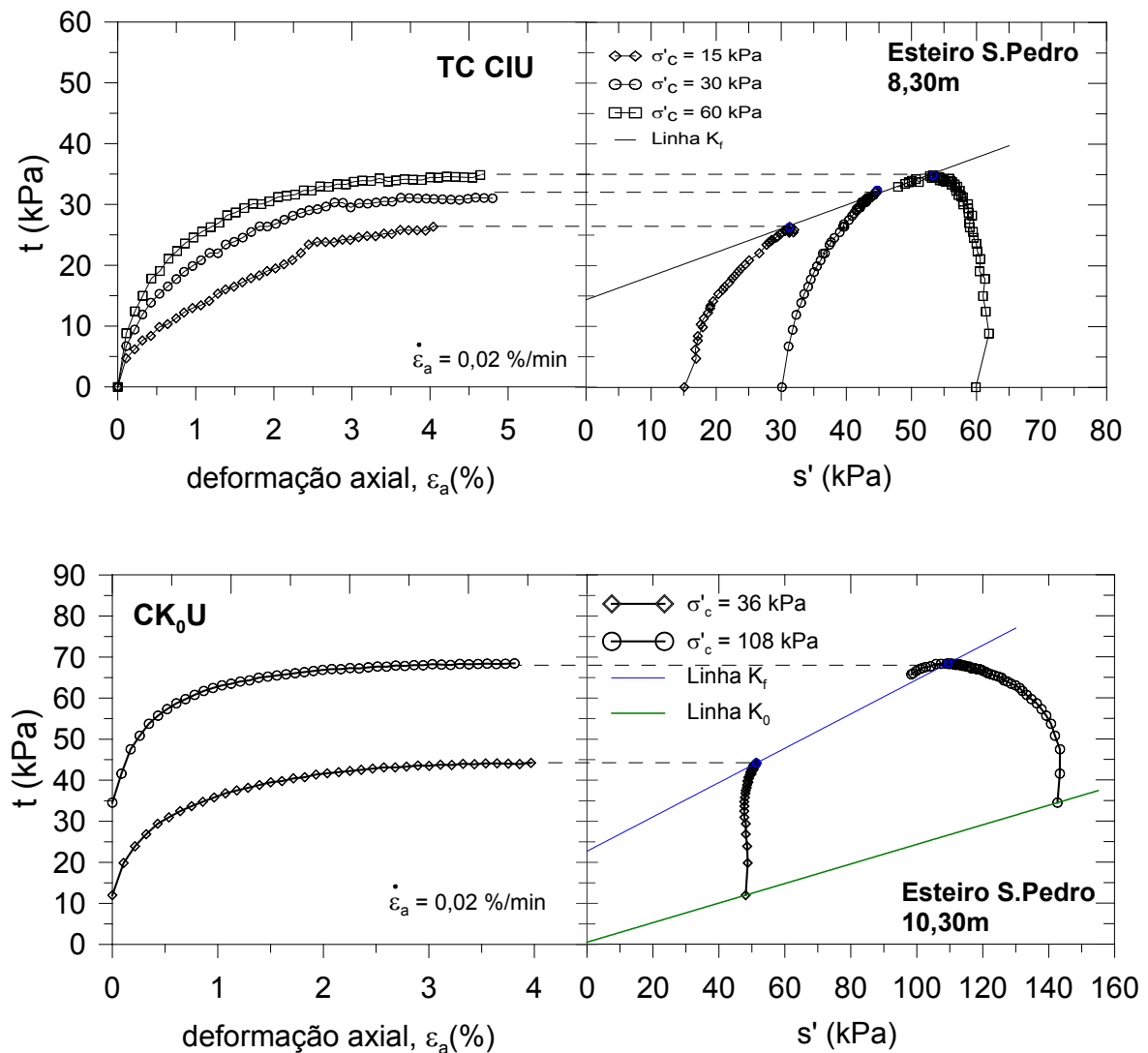


Figura 7.31 – Caminhos das tensões em amostras de solos do local Esteiro de São Pedro.

Foi já abordado o interesse da normalização de parâmetros geotécnicos relativamente ao estado de tensão associado à sua determinação. Frequentemente é utilizada a razão c_u/σ'_{v0} para estimar a natureza e o comportamento geomecânico provável dos solos argilosos. Matos Fernandes (2006) refere que no caso de depósitos homogêneos de solos argilosos normalmente consolidados a razão c_u/σ'_{v0} é tendencialmente constante, não andando, em regra, substancialmente afastada do intervalo 0,20-0,40. Importa, contudo, salientar que o referido autor menciona que os valores apresentados devem ser obtidos pela equação [7.2] pelo facto da resistência não drenada ser também controlada por parâmetros como sejam o ângulo de resistência, o coeficiente de impulso em repouso e do parâmetro A_f de Skempton.

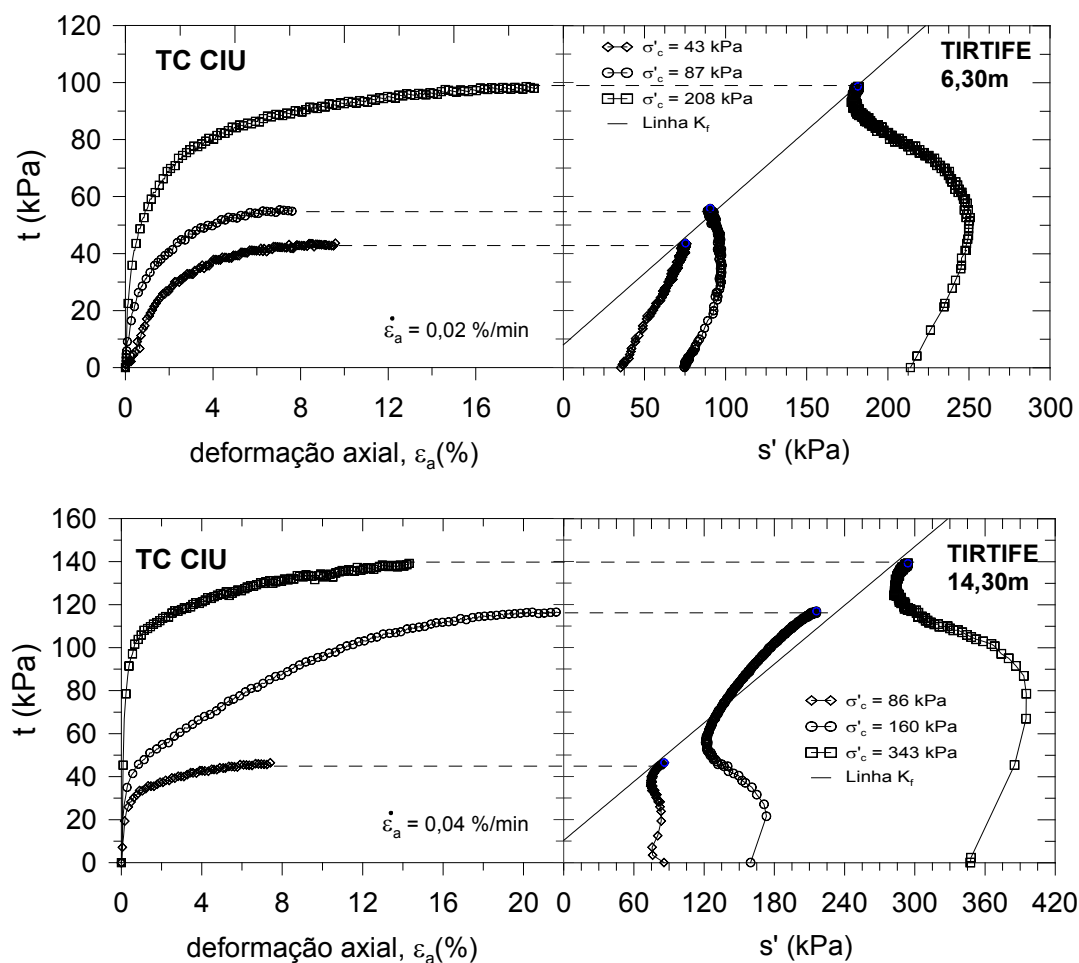


Figura 7.32 – Caminhos das tensões em amostras de solos do local TIRTIFE.

Nos solos estudados em Aveiro, de acordo com o Quadro 7.13, verifica-se que os valores de c_u/σ'_c medidos no ensaio afastam-se dos acima referidos, sendo em regra mais elevados. Foi observado o efeito da aplicação da equação [7.2] nas amostras consolidadas para K_0 (igual a 0,6 a partir da equação [7.1]), consolidadas anisotropicamente ($K=0,6$) e consolidadas isotropicamente ($K=1$). Verifica-se que em regra a razão c_u/σ'_{v0} diminui para valores mais próximos dos expectáveis, não sendo obviamente de se tirar muitas mais ilações nas amostras não consolidadas para K_0 . No caso das amostras consolidadas para K_0 verifica-se, num caso, uma redução de 1,2 para 0,3, e noutro caso um ligeiro aumento de 0,6 para 0,7.

Relativamente ao parâmetro A_f de Skempton, no local Esteiro de S. Pedro os valores variam entre 0,2 e 1,0, sendo o valor médio igual a 0,5, o que, de acordo com o sistema de classificação proposto por Skempton, referido por Matos Fernandes (2006), corresponde a argilas ligeiramente sobreconsolidadas.

Quadro 7.13 – Resultados dos ensaios triaxiais realizados nos solos de Aveiro.

| | Prof. (m) | Condições antes do corte | | | Tensão deviatórica máxima | | | | | | | | Razão máxima entre tensões principais | | | | Poro-pressão máxima | | | |
|----------------------|--------------|--------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------|----------------------------|----------------|-----------------|---------------------|----------------|---------------|-------|---------------------------------------|----------------|---------------|----------------------------|---------------------|----------------|---------------|----------------------------|
| | | Ensaio | σ'_c (kPa) | σ'_3/σ'_1 | q (kPa) | $\varepsilon_{a,f}$ (%) | c_u (kPa) | c_u/σ'_c | c_u/σ'_v [1] | ϕ' (°) | c' (kPa) | A_r | σ'_1/σ'_3 | ϕ' (°) | c' (kPa) | $\varepsilon_{a,f}$ (%) | u (kPa) | ϕ' (°) | c' (kPa) | $\varepsilon_{a,f}$ (%) |
| Esteiro de São Pedro | 2,3 | CAU | 36,1 | 0,6 | 88,4 | 3,97 | 44,2 | 1,2 | - | | | 0,448 | 13,8 | | | 3,3 | 328 | | | 3,0 |
| | 4,3 | CAU | 17,3 | 0,6 | 45 | 11,90 | 25 | 1,4 | - | | | 0,337 | 7,6 | | | 9,9 | 310 | | | 3,6 |
| | 8,3_1 | CIU | 15,1 | 1 | 52,8 | 4,04 | 26,4 | 1,7 | 0,5 | | | 0,194 | 12,3 | | | 2,9 | 311 | | | 2,0 |
| | 8,3_2 | CIU | 30 | 1 | 64,8 | 5,80 | 32,4 | 1,1 | 0,7 | 24 | 15 | 0,274 | 6,2 | 29 | 15 | 5,8 | 319 | 34 | 7 | 2,6 |
| | 8,3_3 | CIU | 60 | 1 | 69,8 | 4,60 | 34,9 | 0,6 | 0,4 | | | 0,595 | 5,9 | | | 10,7 | 348 | | | 12,6 |
| | 10,3_1 | CK0U | 36 | 0,6 | 88,4 | 3,97 | 44,2 | 1,2 | 0,3 | | | 0,448 | 13,8 | | | 3,3 | 330 | | | 3,0 |
| | 10,3_2 | CK0U | 108 | 0,6 | 137 | 3,81 | 68,5 | 0,6 | 0,7 | 25 | 25 | 0,989 | 5,1 | 27 | 23 | 3,8 | 379 | 20 | 27 | 15,6 |
| | 14,3 | CAU | 70,5 | 0,6 | 101,7 | 11,87 | 50,8 | 0,7 | | | | 0,692 | 4,4 | | | 9,8 | 342 | | | 3,6 |
| TIRTIFE | 4,3 | CIU | 50,5 | | 77,8 | 11,5 | 38,9 | 0,7 | 0,7 | | | 0,480 | 6,9 | | | 11,5 | 338 | | | 7,9 |
| | 4,3 | CAU | 17,2 | 1 | 72,5 | 11,4 | 36,3 | 2,1 | 2,1 | | | 0,099 | 9,9 | | | 2,0 | 312 | | | 1,6 |
| | 6,3_1 | CIU | 43 | 0,6 | 87,3 | 9,6 | 43,6 | 1,0 | 1 | | | 0,040 | 3,9 | | | 11,4 | 101 | | | 19,7 |
| | 6,3_2 | CIU | 87 | 1 | 111,8 | 7,7 | 55,9 | 0,6 | 0,6 | 30 | 9 | 0,360 | 4,4 | 30 | 9 | 8,3 | 139 | 29 | 8 | 12,6 |
| | 6,3_4 | CIU | 208 | 1 | 197,4 | 18,8 | 98,7 | 0,5 | 0,5 | | | 0,660 | 3,4 | | | 17,8 | 220 | | | 26,3 |
| | 14,3_1 | CIU | 86 | 1 | 92,92 | 7,4 | 46,5 | 0,5 | 0,5 | | | 0,496 | 3,5 | | | 5,3 | 165 | | | 3,3 |
| | 14,3_2 | CIU | 162 | 1 | 233,2 | 21,8 | 116,6 | 0,7 | 0,7 | 27 | 12 | 0,259 | 3,6 | 26 | 16 | 10,7 | 268 | 26 | 9 | 3,5 |
| | 14,3_3 | CIU | 343 | 1 | 278,4 | 14,30 | 139,2 | 0,4 | 0,4 | | | 0,692 | 2,8 | | | 13,2 | 403 | | | 9,5 |

[1] Equação [7.2]

No local TIRTIFE os valores variam entre 0,0 e 0,7, sendo o valor médio igual a 0,4 também correspondente a argilas ligeiramente sobreconsolidadas.

A parametrização da resistência em termos de tensões efectivas de acordo foi realizada de acordo com diferentes critérios rotura. Se se tiver como referência o critério da tensão deviatórica máxima, verifica-se para a amostra recolhida entre os 8,00 e os 8,60m um valor de $\phi'=24^\circ$ e $c'=15$ kPa. Utilizando o critério da razão máxima entre as maiores tensões principais verifica-se um aumento o valor da do ângulo de resistência ao corte para $\phi'=29^\circ$, isto é de cerca de 20% enquanto c' mantém-se igual a 15 kPa. Com o critério da poro-pressão máxima tem-se $\phi'=29^\circ$, ou seja um incremento de cerca de 42%, enquanto $c' = 7$ kPa representa um decréscimo de cerca de 53%. Para a amostra recolhida entre os 10,00 e os 10,60m verifica-se no critério de referência $\phi'=25^\circ$ e $c'=25$ kPa, com o critério de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ tem-se $\phi'=27^\circ$ e $c'=23$ kPa, isto é um incremento de 8% e uma redução de 8% respectivamente, enquanto com o critério da poro-pressão máxima tem-se $\phi'=20^\circ$ e $c'=27$ kPa, isto é uma redução de 5% um incremento e de 8% respectivamente. Deve, contudo, ser referido que estes valores seriam eventualmente diferentes havendo a possibilidade de ensaiar mais um provete.

No local TIRTIFE, em cujos solos a componente granulométrica arenosa tem maior importância, verificam-se no critério de referência valores maiores do ângulo de resistência ao corte e menores do intercepto coesivo. Na amostra recolhida entre os 6,00 e os 6,30m foram obtidos $\phi'=30^\circ$ e $c'=9$. Com o critério de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ os valores mantêm-se iguais, enquanto com o critério da poro-pressão máxima tem-se $\phi'=29^\circ$ e $c'=8$ kPa, isto é, neste caso os parâmetros denotam praticamente uma insensibilidade ao critério de rotura. Para a amostra recolhida entre os 14,00 e os 14,60m verifica-se no critério de referência $\phi'=27^\circ$ e $c'=12$ kPa, com o critério de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ tem-se $\phi'=26^\circ$ e $c'=16$ kPa, isto é uma redução de 3,7% e um incremento de 33% respectivamente, enquanto com o critério da poro-pressão máxima tem-se $\phi'=26^\circ$ e $c'=9$ kPa, isto é uma redução de 3,7% em ϕ' e uma redução de 41,7% em c' .

Dada a natureza semelhante dos solos em cada um dos locais, bem como os tipo de ensaios triaxiais realizados, foi feita uma abordagem considerando o conjunto de ensaios realizados. Os resultados constam das Figuras 7.33 e 7.34. Da observação das figuras acima apresentadas é de registar que os parâmetros resistentes em termos de tensões efectivas são de ordem de grandeza já anteriormente referidas, com a particularidade de que, enquanto a parcela coesiva da resistência é insensível ao tipo de ensaio triaxial realizado, a componente atrítica da resistência é maior nos ensaios consolidados anisotropicamente.

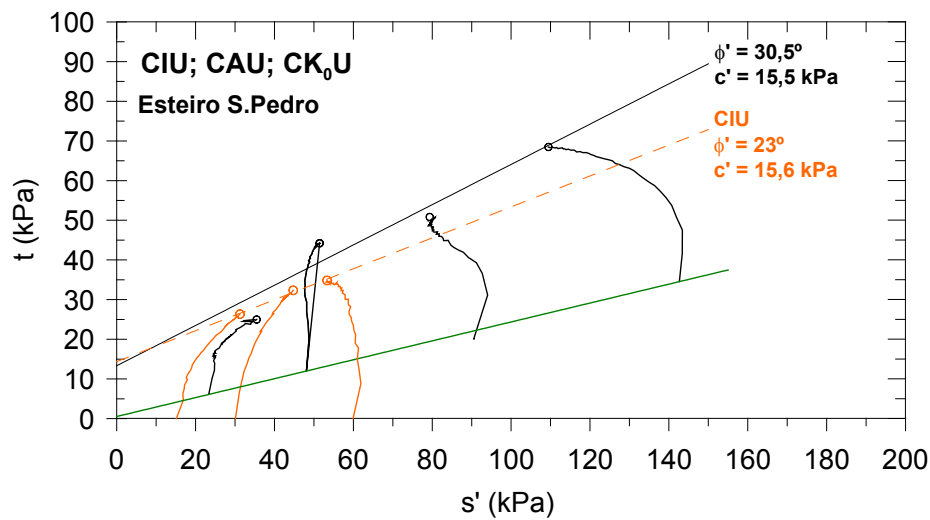


Figura 7.33 – Caminhos das tensões de todas as amostras de solos do local Esteiro de S. Pedro.

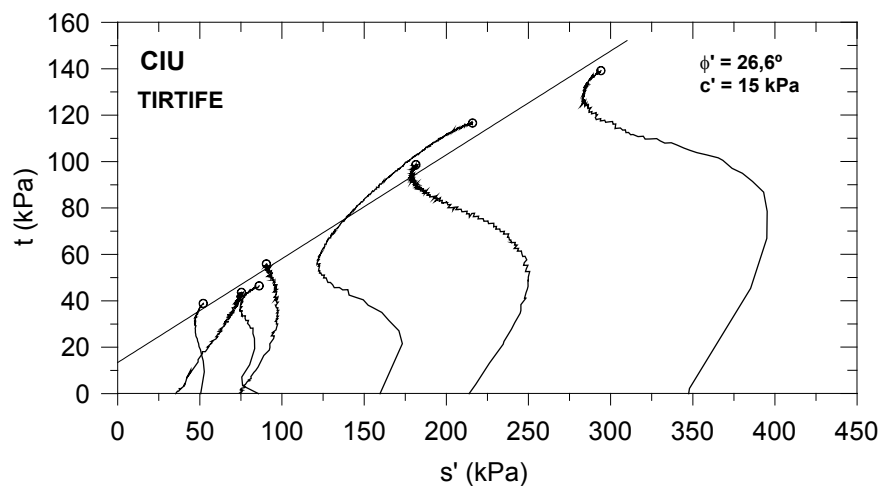


Figura 7.34 – Caminhos das tensões de todas as amostras de solos do local TIRTIFE.

7.3.3 Deformabilidade

A avaliação da deformabilidade aqui considerada é relativa determinação dos módulos de deformabilidade secantes associado às mais baixas deformações possíveis de serem registadas pelos dispositivos de instrumentação dos deslocamentos axiais dos provetes (instrumentação externa). O cálculo do módulo de deformabilidade em condições não drenadas foi realizado conforme apresentado no Quadro 3.26. Nas Figuras 7.35 e 7.36 são ilustradas os valores de E_u em termos da sua evolução com a deformação registada.

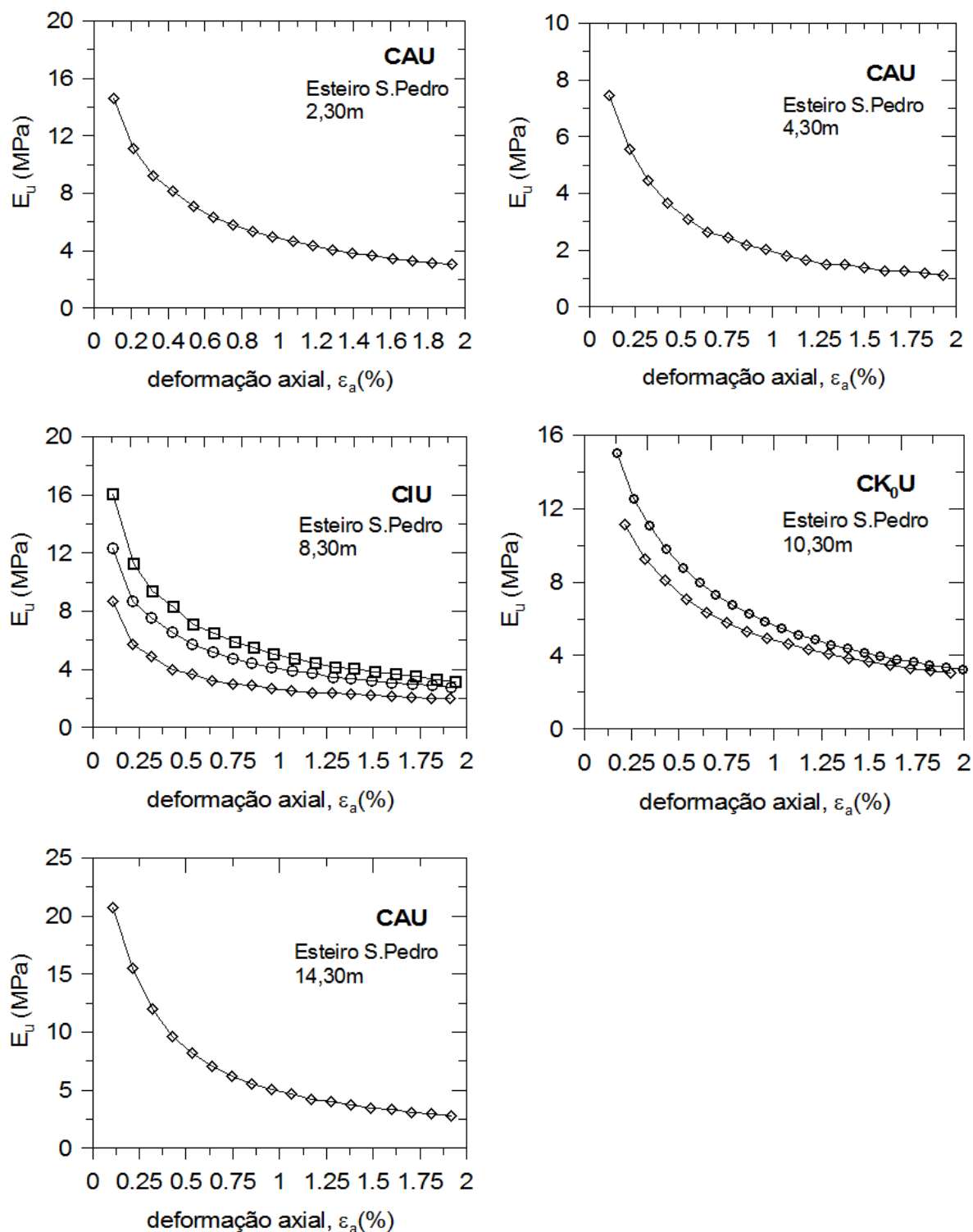


Figura 7.35 – Módulos de deformabilidade não drenados obtidos nos ensaios triaxiais realizados com as amostras do local Esteiro de S. Pedro.

No local Esteiro de S. Pedro é possível observar um comportamento muito semelhante entre as diferentes amostras. Os valores mais elevados do módulo de deformabilidade

não drenado variam entre 7,5 e 20,7 MPa, sendo os obviamente os valores mais elevados correspondentes às maiores tensões de consolidação. Os valores de E_u mais elevados são indexáveis à deformações axiais da ordem de $1,25 \cdot 10^{-1} \%$.

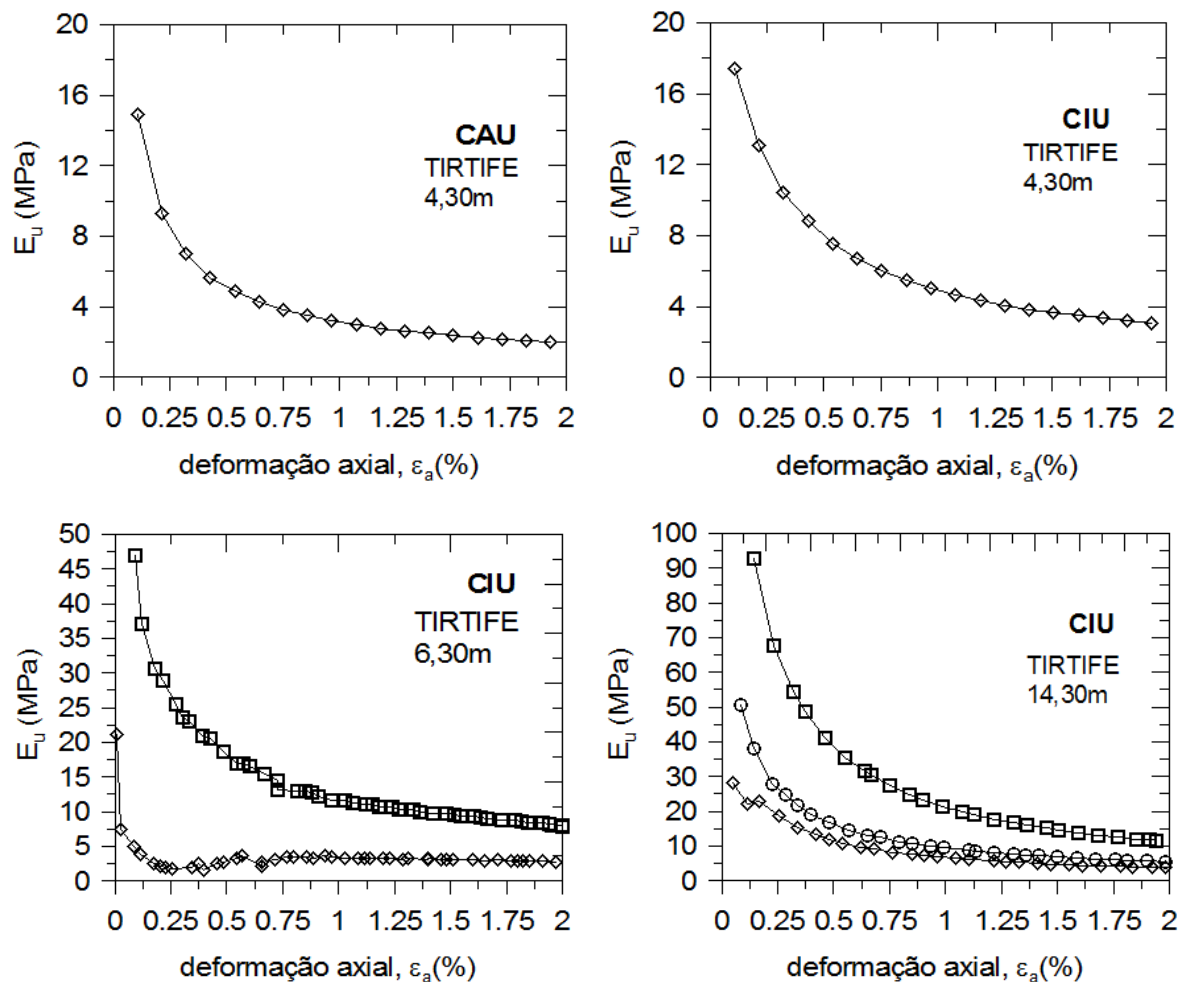


Figura 7.36 – Módulos de deformabilidade não drenados obtidos nos ensaios triaxiais realizados com as amostras do local TIRTIFE.

No local TIRTIFE é possível observar um comportamento muito semelhante entre as diferentes amostras. Os valores mais elevados do módulo de deformabilidade não drenado variam entre 17, 4 e 145 MPa. Uma vez que, globalmente, o nível de tensões de consolidação é maior nas amostras colhidas às maiores profundidades verifica-se uma maior rigidez não drenada nessas amostras.

No Quadro 7.14 são apresentados em síntese o conjunto de resultados anteriormente referidos, bem como as relações entre os módulos de deformabilidade não drenados máximos e a resistência não drenada associada.

Quadro 7.14 – Deformabilidade em condições não drenadas medida nos solos de Aveiro.

| | Prof. (m) | Condições antes do corte | | | Resistência e deformabilidade | | |
|----------------------|--------------|--------------------------|----------------------|-----------------------|-------------------------------|----------------|-----------|
| | | Ensaio | σ'_c (kPa) | σ'_3/σ'_1 | c_u (kPa) | E_u (MPa) | E_u/c_u |
| Esteiro de São Pedro | 2,3 | CAU | 36,1 | 0,6 | 44,2 | 14,6 | 330 |
| | 4,3 | CAU | 17,3 | 0,6 | 25 | 7,4 | 298 |
| | 8,3_1 | CIU | 15,1 | 1 | 26,4 | 8,7 | 330 |
| | 8,3_2 | CIU | 30 | 1 | 32,4 | 12,4 | 382 |
| | 8,3_3 | CIU | 60 | 1 | 34,9 | 16,0 | 460 |
| | 10,3_1 | CK0U | 36 | 0,6 | 44,2 | 14,6 | 330 |
| | 10,3_2 | CK0U | 108 | 0,6 | 68,5 | 16,3 | 238 |
| | 14,3 | CAU | 70,5 | 0,6 | 50,8 | 20,7 | 408 |
| TIRTIFE | 4,3 | CIU | 50,5 | | 38,9 | 17,4 | 448 |
| | 4,3 | CAU | 17,2 | 1 | 36,3 | 14,9 | 412 |
| | 6,3_1 | CIU | 43 | 0,6 | 43,6 | 21,0 | 481 |
| | 6,3_2 | CIU | 87 | 1 | 55,9 | 24,0 | 429 |
| | 6,3_4 | CIU | 208 | 1 | 98,7 | 46,9 | 475 |
| | 14,3_1 | CIU | 86 | 1 | 46,5 | 31,6 | 681 |
| | 14,3_2 | CIU | 162 | 1 | 116,6 | 50,8 | 436 |
| | 14,3_3 | CIU | 343 | 1 | 139,2 | 104,5 | 751 |

Observa-se que a relação E_u/c_u varia entre 238 e 751, o que em grande medida é corroborado pelos resultados para solos da zona de Esgueira, obtidos por Aguiar (1992) em ensaios de compressão triaxial consolidados não drenados, conduzidos sob tensão radial (σ_r) constante durante a fase de corte, tal como nos ensaios realizados no presente trabalho.

CAPÍTULO 8

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

8.1 INTRODUÇÃO

Para a avaliação do comportamento 'in situ' foram realizados ensaios de penetração estática com piezocone (CPTu), ensaios de penetração estática com o cone sísmico para a medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas (SCPT), ensaios de corte rotativo também conhecidos como ensaios de molinete (FVT) e ensaios com o dilatómetro plano de Marchetti (DMT). Os princípios de funcionamento dos equipamentos, os procedimentos dos ensaios bem como os mais recentes desenvolvimentos foram abordados no capítulo 2. No presente capítulo serão discutidos os resultados obtidos em Aveiro à luz daquelas considerações. Os ensaios CPTu e FVT foram realizados nos locais Esteiro de S. Pedro, Agra-Esgueira e TIRTIFE. Por seu lado os ensaios SCPT e DMT foram apenas realizados no local TIRTIFE.

8.2 ENSAIO DE MOLINETE (FVT)

Os ensaios FVT foram realizados de acordo com a norma ASTM D-2573-0, por uma equipa técnica da empresa GEOCONTROLE com recurso a uma máquina de cravação Hydson 200 da A.p van den Berg, com capacidade de penetração até 200 kN (Fig. 8.1). Foi utilizado um molinete com relação $H/D = 2$ ($H = m$; $D = m$), cujo tipo que não necessita de furação prévia, pois a furação é realizada com uma ponteira que recolhe o molinete no seu interior até a profundidade desejada. O torque é aplicado automaticamente por acção de um motor eléctrico. Os ensaios foram realizados com espaçamentos entre 1,5 e 2,0 m, conforme algumas dificuldades que foram sendo colocadas à penetração do torpedo retentor do molinete. Após ser alcançado a máxima resistência ao corte rotativo não drenado, foi determinada a resistência residual. A recolha, leitura instantânea e armazenamento dos dados é feita automaticamente pela unidade representada na Figura 8.1c.

8.3 ENSAIOS COM O PIEZOCONE (CPTU)

Os ensaios CPTu foram realizados com o mesmo equipamento e equipa que realizaram o FVT, e de acordo com os procedimentos recomendados no relatório do Comité Técnico TC 16 da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Marchetti et al, 2001). A cada 2cm de penetração foram realizadas leituras da resistência

à penetração da ponteira cónica, q_c , do atrito desenvolvido na manga lateral, f_s , e da pressão intersticial no solo atravessado pela ponteira cónica, com um piezotransdutor colocado na posição u_2 (Lunne et al, 1997).

8.4 ENSAIOS COM O PIEZOCONE SÍSMICO (SCPTu)

As perturbações sísmicas foram geradas a partir do impacto de um martelo metálico nas superfícies laterais mais afastadas (ondas S) e na superfície superior (ondas P) de uma barra em madeira fixada ao terreno com recurso aos pés hidráulicos da própria máquina de cravação. As medições sísmicas foram efectuadas com espaçamentos de 1m de profundidade. A aquisição do sinal sísmico foi feita através da unidade computadorizada Touch-Screen® que suporta o programa Gorilla!® que permite o registo e a visualização do sinal em tempo real.

As condições experimentais envolvidas no SCPTu estão representadas de modo esquemático na Figura 8.2.

O processo de penetração é interrompido às profundidades desejadas (normalmente de metro a metro) para realização dos ensaios sísmicos e avaliação das velocidades de propagação das ondas de corte V_s e das ondas compressivas V_p .

Para cada profundidade ensaiada, registou-se o sinal correspondente, no mínimo, a duas perturbações sísmicas geradas no mesmo ponto.

No caso particular das ondas de corte, as velocidades de propagação foram determinadas utilizando o conceito de pseudo-método do tempo de intervalo (Campanella e Stewart, 1992), tendo os tempos de chegada sido determinados pelo designado Método da Polaridade Inversa ('Cross-over Method'), tal como se mostra na Figura 8.3. Determinadas as distâncias do eixo das varas aos pontos de impacto e destes às sucessivas posições do geofone em profundidade, é possível calcular as profundidades de intervalo e, objectivamente, as velocidades de propagação das ondas entre dois pontos sucessivamente ensaiados:

Importa referir que, na prática, é recomendável o estudo individualizado dos primeiros tempos de chegada nos sismogramas antes da aplicação do método 'cross-over'. Por outro lado, na fase de análise do sinal, nem sempre é óbvia a observação e identificação dos tempos de chegada das ondas, requerendo-se, nestes casos, um aturado trabalho de julgamento (Bonito et al., 2002).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 8.1 – Equipamento utilizado nos ensaios CPTu e SCPT; (a) Máquina de furação durante a junção de mais uma vara para a cravação; (b) Pormenor dos piezocones utilizados; (c) Montagem do equipamento para a geração e medição das ondas sísmicas; (d) Martelo de impacto integrante da fonte sísmica.

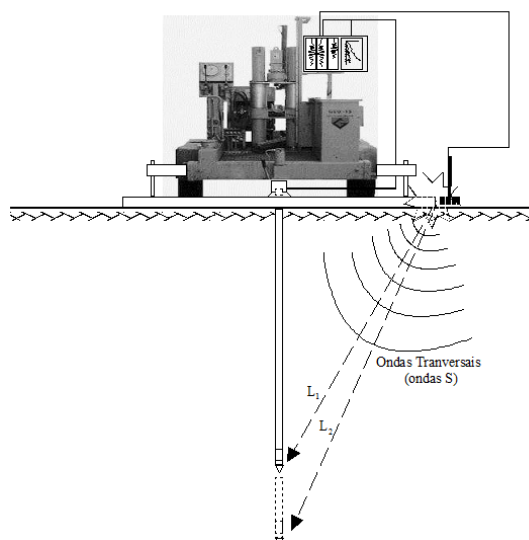


Figura 8.2 – Equipamento e condições experimentais dos ensaios SCPTu realizados em Aveiro (Bonito et al., 2002)

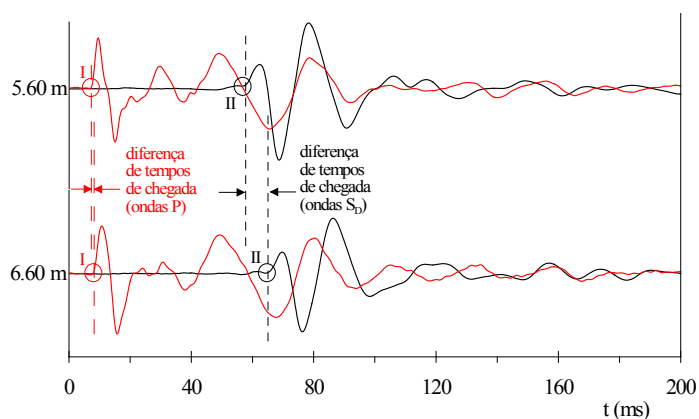


Figura 8.3 – Pormenor do registo do sinal recebido durante a execução dos ensaios SCPTu realizados em Aveiro (Bonito et al., 2002).

Outro problema de ordem prática, cuja interferência é frequentemente notória pela menor qualidade do registo sísmico obtido às profundidades mais próximas da superfície do terreno, prende-se com a chegada menos espaçada no tempo dos sinais propagados pelo terreno e pelo trem de varas, como foi verificado, por exemplo, por Rodrigues e Bonito (2006).

8.5 ENSAIOS COM DILATÓMETRO PLANO DE MARCHETTI (DMT)

Os ensaios com o dilatómetro plano de Marchetti (DMT) foram realizados numa fase posterior aos ensaios acima referidos e tiveram responsabilidade técnica de uma equipa

do CICCOPN, proprietário do dilatómetro Marchetti, com a colaboração do Instituto Politécnico da Guarda, proprietário da máquina de cravação utilizada, da marca PAGANI de 200 kN de capacidade de penetração (Fig. 8.4).

Os ensaios foram realizados de acordo com os procedimentos recomendados no relatório do Comité Técnico TC 16 da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Marchetti et al, 2001).

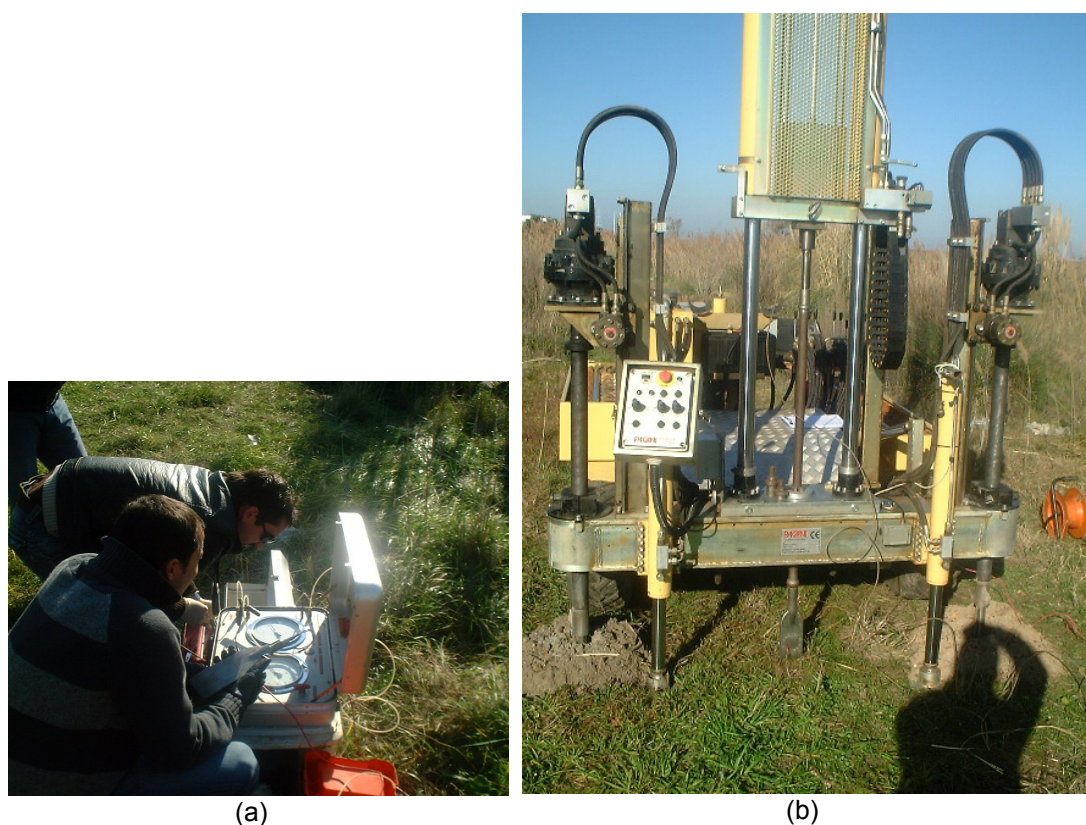


Figura 8.4 – Equipamento utilizado nos ensaios DMT; (a) Fase prévia do ensaio de calibração da lâmina dilatométrica; (b) Máquina de furação no início da cravação da lâmina dilatométrica.

8.6 PERFIS DE RESISTÊNCIA

Deve ser referido que, não tendo existido a possibilidade de realização de todos os tipos de ensaio de campo apresentados em todos os locais de estudo, a opção pelo local TIRTIFE para a realização dos ensaios FVT, CPTu, SCPT e DMT tem que ver o facto de, tanto a prospecção para a recolha de amostras, como a caracterização por ensaios de la-

boratório, terem revelado tratar-se do local inserido no depósito mais heterogêneo, sob o ponto de vista da natureza e composição dos geomateriais de ocorrência.

No presente subcapítulo será dada ênfase aos perfis de resistência resultantes dos ensaios CPTu, SCPTu e DMT, com o objectivo de uma avaliação do perfil geológico, deixando-se as abordagens dos perfis resultantes das medições FVT e SCPT para a posterior análise da resistência não drenada e da rigidez das camadas, respectivamente.

8.6.1 Perfis CPTu

Nas figuras seguintes são apresentados os perfis de resistência resultante do tratamento das leituras de campo, sobre os quais são tecidos alguns comentários destacando-se os comportamentos particulares em cada um dos locais. Os perfis de estratos incluídos nas figuras resultam ainda da interpretação apoiada na caracterização visual da amostragem indeformada.

Da leitura dos perfis correspondentes ao local do Esteiro de São Pedro (ESP), onde foram atingidos os 26,5m de profundidade, pode considerar-se que se trata do local de menor heterogeneidade com o predomínio da formação lodosa, com valores de q_T baixos e dentro de uma pequena faixa de variação. Destaca-se um nível intercalado entre os 13,0m até perto dos 14,0m caracterizado por uma resposta à penetração do cone com o desenvolvimento de poro-pressões negativas, à qual deverá estar certamente associada uma natureza mais arenosa e, eventualmente, um comportamento do tipo dilatante à passagem da ponteira cónica. A transição para as argilas rijas cretáceas é marcada por um nível pouco espesso de cascalho.

Tal como se observa na Figura 8.5, no local Agra-Esgueira (ESG) os perfis do CPTu evidenciam a natureza bastante superficial da formação lodosa (até cerca dos 4,5m), caracterizada por valores baixos de q_T e variações da predominância relativa entre as fracções mais finas (silte e alguma argila) e as fracções arenosas o que, devido às escalas gráficas, é mais perceptível no perfil de R_f . Entre cerca dos 4,5m e os 6,0m foi identificada uma camada de areia com cascalho. Todo esse conjunto acima referido assenta sobre as argilas rijas cretáceas marcadas pelo desenvolvimento de valores significativos do excesso de poropressão durante a penetração.

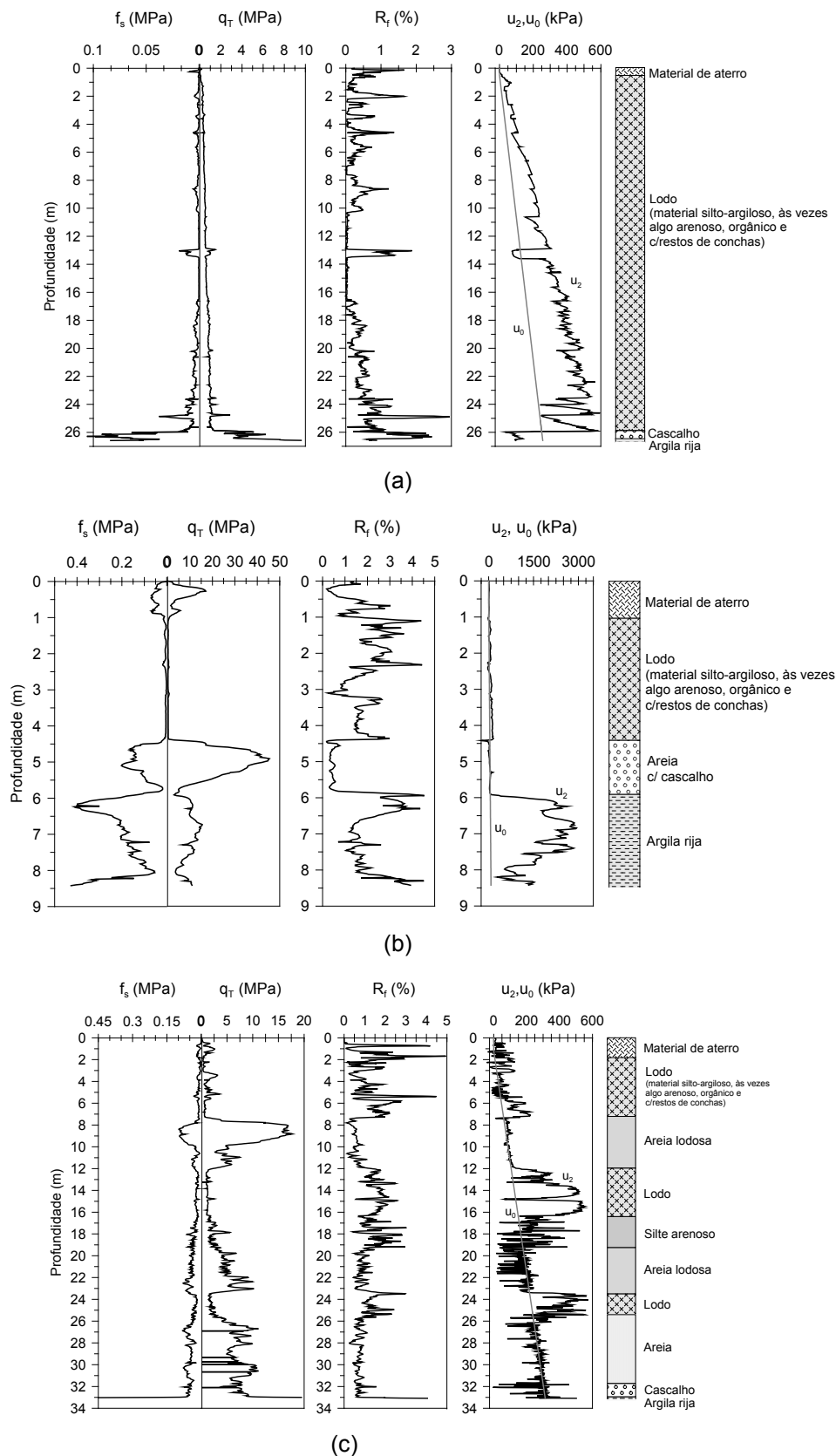


Figura 8.5 – Perfis de resistência do CPTu e perfis interpretados: (a) Esteiro de S. Pedro; (b) Agra-Esgueira, (c) TIRTIFE

No local TIRTIFE (TIR), os registos CPTu, realizados até aos 33,0m aproximadamente, reflectem uma acentuada heterogeneidade dos materiais atravessados. Aqui a formação lodosa apresenta intercalações bem destacáveis de níveis de lodos (siltes argilosos orgânicos) e de areias lodosas até cerca dos 25m de profundidade, seguindo-se um nível de areias limpas com cerca de 6,0m de espessura e um nível pouco espesso de cascalho antes de ser atingir as argilas rijas do Cretácico. Este comportamento global é evidenciado pelas variações expressivas nos registos da resistência de ponta, da razão atrítica e da poro-pressão, sendo, neste último, mais perceptível dada a nítida observação de excessos positivos e negativos bem como medidas de u_2 coincidentes com a pressão hidrostática, u_0 .

8.6.2 Perfis SCPTu

Os resultados com o cone sísmico realizados no local TIRTIFE estão representados na Figura 8.6, onde podem ser observados os perfis de resistência à penetração e o perfil de velocidades de intervalo determinadas com recurso ao método da polaridade inversa.

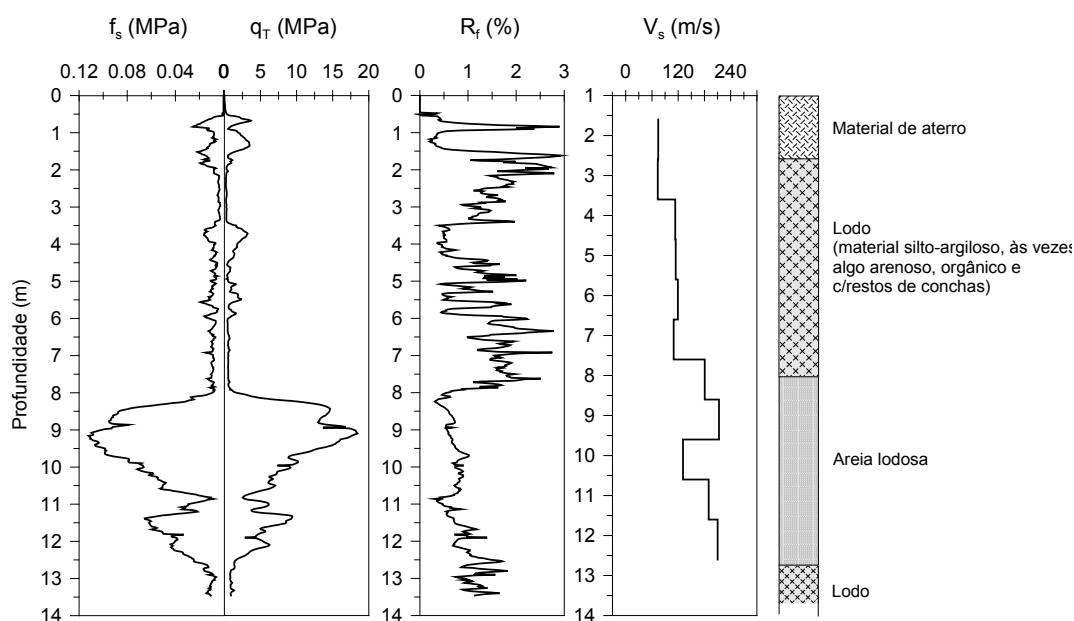


Figura 8.6 – Perfil de resistência obtido com os resultados do SCPTu

A formação lodosa mais superficial apresenta velocidades de propagação das ondas de corte, V_s , entre os 73 m/s e os 120 m/s enquanto o conjunto arenoso mais abaixo

apresenta valores entre os 180 m/s e os 213 m/s. Em ambas “camadas” é evidente um tendencial aumento de V_s com q_T o que pode ser explicado por um aumento simultâneo da consistência conferida pela fracção argilosa, no caso dos lodos, e por aumento concomitante da compactidade no caso das areias.

8.6.3 Perfis DMT

No local TIRTIFE, os registos de campo resultantes do DMT, com as leituras A, B e C efectuadas entre os 0,4m e os 22,60m evidenciam (Fig. 8.7) uma boa correspondência entre os perfis de p_1 e de p_2 e os perfis de q_T , R_f e u_2 . Deve, contudo, ser referido que no DMT o intervalo entre leituras é de 20cm, enquanto no CPTu é de 2cm (ao intervalo correspondente a duas leituras consecutivas com o DMT correspondem 11 leituras com o CPTu).

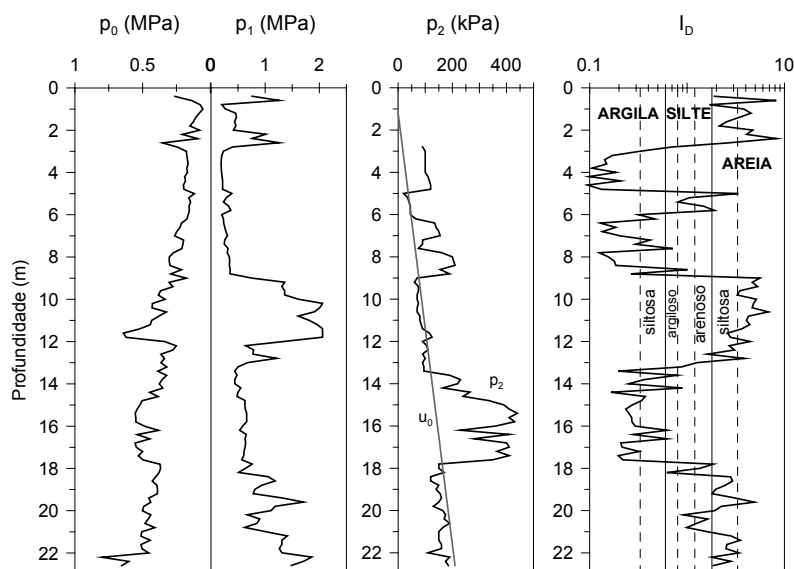


Figura 8.7 – Perfis de resistência resultantes do ensaio DMT e classificação granulométrica com base no índice de material, I_D .

O índice de material, I_D , reflecte as características granulométricas dos geomateriais atravessados e, como é dado a perceber pela Figura 8.7, é também evidente a heterogeneidade atrás referida para o local TIRTIFE. Se primordialmente for considerada a composição granulométrica das camadas atravessadas pela lâmina dilatométrica secundarizando a importância da componente orgânica (que confere a natureza mole destes solos e a baixa resistência à penetração do cone expressa nos valores de q_T), é

possível concluir que a delimitação das diferentes camadas pelo DMT é em larga medida corroborante com os resultados obtidos com o CPTu. No limite, o que acaba de ser referido induz à conclusão de que a expressiva classificação como 'Argila' dos níveis atravessados até sensivelmente os 9,0m fica mais a dever-se à natureza mole induzida pela componente orgânica, uma vez que os ensaios laboratoriais mostraram tratar-se de siltes.

8.7 PARAMETRIZAÇÃO

A determinação dos parâmetros geotécnicos que caracterizam os solos estudados foi realizada com recurso aos modelos teóricos, semi-empíricos e empíricos que estão na base da interpretação dos dados recolhidos no campo com os diferentes ensaios aqui tratados.

Serão considerados os parâmetros que permitem avaliar as propriedades físicas, a classificação, a história e o estado das tensões, a compressibilidade e consolidação, a resistência ao corte e a rigidez dos solos.

8.7.1 Peso volúmico

Dentre os ensaios realizados é apenas reconhecido ao DMT a alguma capacidade de avaliar consistentemente o peso volúmico do solo dos solos, γ . Segundo Marchetti et al (2001), Lacasse e Lunne (1988) observaram boas correlações de âmbito local entre valores obtidos com o DMT e valores determinados laboratorialmente em solos argilosos. Não são conhecidas referências relevantes à estimativa do peso volúmico com o FVT. Em relação ao CPTu, a maioria dos investigadores reconhece as grandes limitações do ensaio para esse fim, apesar de a interpretação dos seus resultados requer à partida a estimativa de γ . Tal estimativa é normalmente feita com recurso à amostragem ou mediante o conhecimento acumulado que se tem relativamente aos solos investigados. O mesmo tipo de problemas coloca-se à determinação da rigidez dos solos com o ensaio SCPT, dada a dependência do módulo de rigidez relativamente à massa volúmica dos solos (Cap. 2.5).

Marchetti e Crapps (1981) propuseram um gráfico baseada nos índices dilatométricos I_D e E_D que permite por um lado a classificação dos solos e, por outro lado, a estimativa do seu peso volúmico expresso pela relação γ/γ_w . Na Figura 8.8 é possível observar a

projecção dos solos estudados no local TIRTIFE no referido gráfico, no qual os valores da relação estão inscritos nas zonas interiores do gráfico que separam os diferentes tipos de solos. Como se verifica na legenda, os solos estudados foram projectados no gráfico em conjuntos que reflectem aproximadamente as variações de camadas atravessadas durante a realização do ensaio DMT.

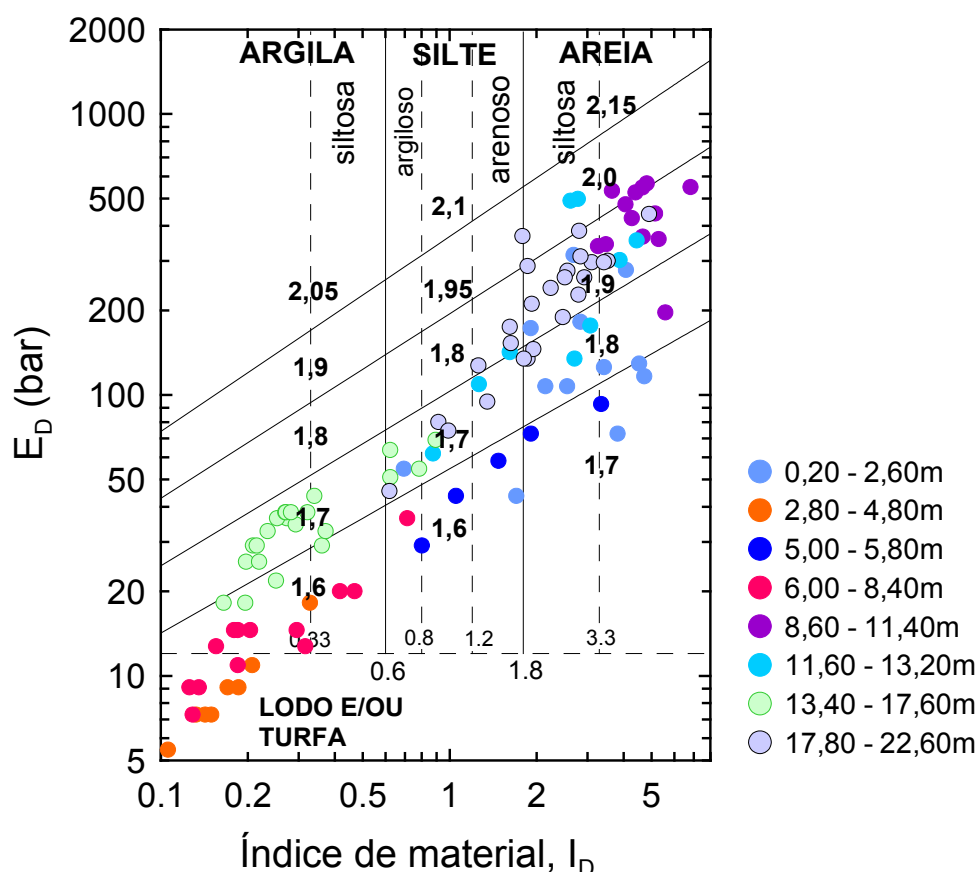


Figura 8.8 – Perfis de resistência resultantes do ensaio DMT e classificação granulométrica com base no índice de material, I_D .

A tentativa de comparar os valores de γ estimados com o DMT com os valores determinados a partir da amostragem indeformada deve ter em conta o facto de, no segundo caso, os valores considerados de maior fiabilidade terem sido os correspondentes ao troço mais central dos tubos porta-amostras donde foram retiradas os provetes para os ensaios triaxiais e de consolidação. Em cada troço de 60cm no terreno foram realizados quatro ensaios DMT, sendo dois na vizinhança (um acima e outro abaixo) dos pontos aos quais foram atribuídas os valores de γ determinados em laboratório. Na Figura 8.9 são comparados os resultados de campo com os de laboratório.

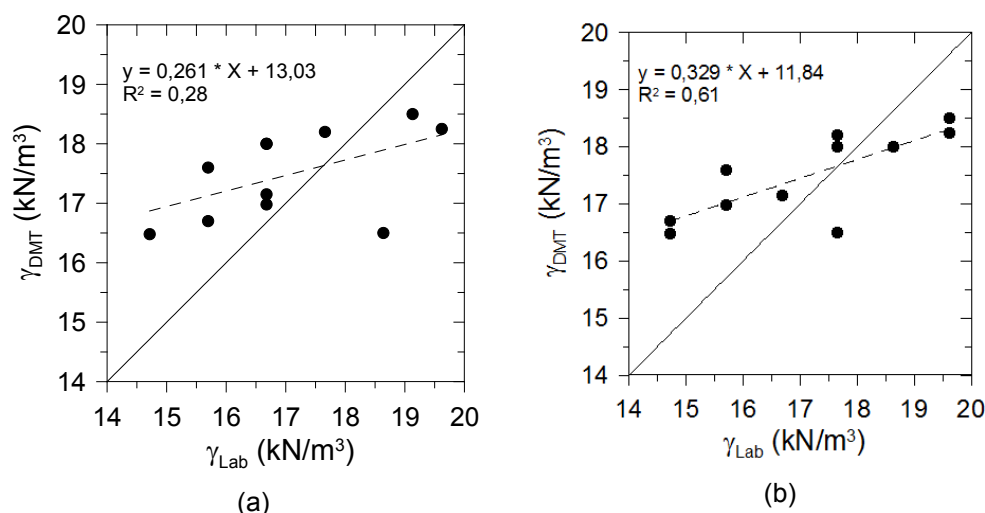


Figura 8.9 – Comparação entre os valores de γ obtidos em laboratório e pelo DMT: (a) Leituras DMT no ponto acima do centro do porta-amostras, (b) Leituras DMT no ponto abaixo do centro do porta-amostras.

Verifica-se melhor correlação entre os valores de γ determinados laboratorialmente com os ensaios DMT na vizinhança inferior. Tendo como referência γ_{Lab} , parece existir um comportamento padrão em torno para $\gamma=17$ a 18 kN/m^3 , pois, o DMT sobrestima os valores abaixo e subestima os valores acima do referido intervalo. Marchetti e Crapps (1981) referem que o gráfico da Figura 8.8 é apenas uma estimativa para definir o perfil de σ'_{v0} , fundamental na interpretação das leituras DMT. Porém, Cruz (1995), ao realizar um maior número de ensaios em solos transportados portugueses de diferentes regiões, refere que as diferenças entre γ_{Lab} e γ_{DMT} são, em geral, inferiores a 1 kN/m^3 , traduzindo-se em erros inferiores a 10%.

8.7.2 Classificação dos solos

Tanto para o CPTu como para o DMT são conhecidos sistemas de classificação dos solos baseados na interpretação das leituras de campo. No caso do DMT, a Figura 8.8 serve de base à classificação dos solos. Verifica-se que a consideração conjunta de I_D e E_D permite identificar as camadas lodosas (misturas silto-argilosas a silto-arenosas orgânicas).

No caso do CPTu foram consideradas as propostas de Robertson (1990), de Jefferies e Davies (1991) e de Eslami e Fellenius (2004), cujos resultados são apresentados entre as Figuras 8.10 e 8.12.

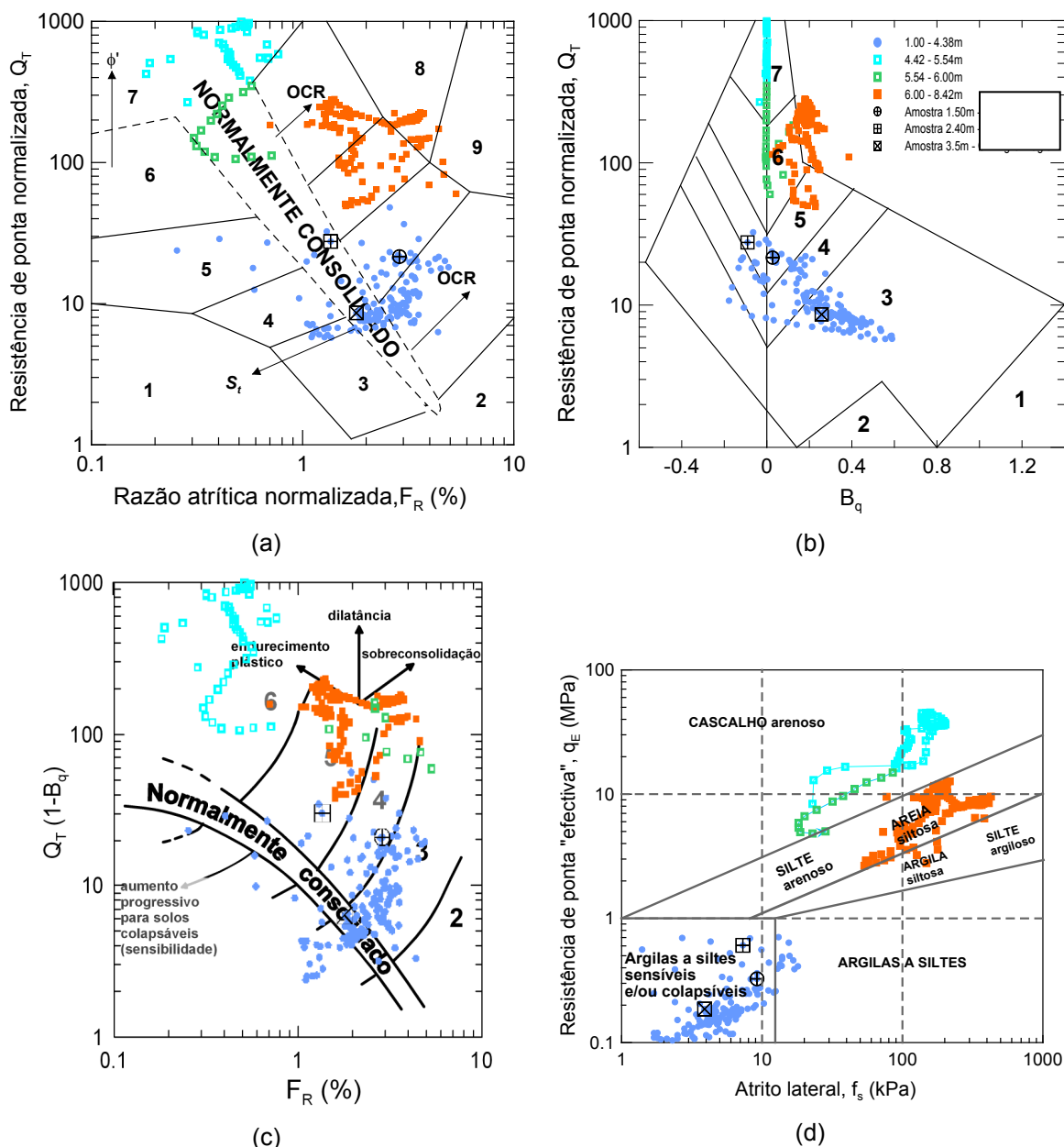


Figura 8.10 – Sistemas de classificação CPTu para os solos de Agra-Esgueira: (a) e (b) Robertson, 1990; (c) Jefferies e Davies, 1991; (d) Eslami e Fellenius, 1997.

No local Agra-Esgueira verifica-se que os níveis mais moles correspondem a uma grande densidade de pontos nas zonas 3 e 4 dos sistemas de classificação de Robertson (1990) e de Jefferies e Davies (1991) o que reflecte o predomínio de misturas entre as fracções argila e silte.

Os valores negativos de B_q permitem realçar a natureza mais siltosa dalguns níveis. Os níveis mais arenosos e cascalhentos estão satisfatoriamente projectados nas zonas 6 e 7

das Cartas de Robertson (1990) e menos consistentemente nas zonas 4, 5 e 6 de Jefferies e Davies (1991).

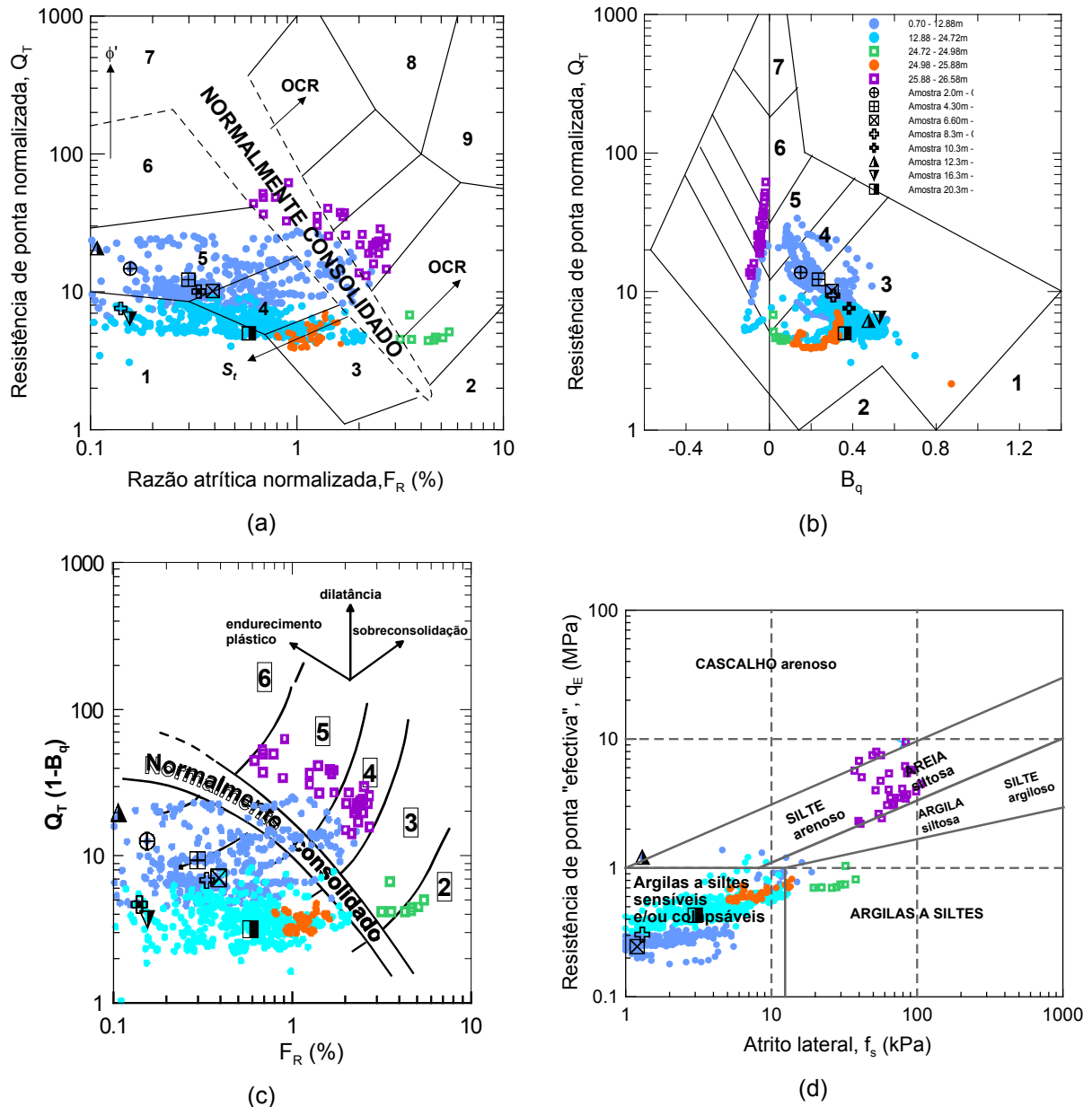


Figura 8.11 – Sistemas de classificação CPTu para os solos do esteiro de S. Pedro: (a) e (b) Robertson, 1990; (c) Jefferies e Davies, 1991; (d) Eslami e Fellenius, 1997.

As argilas rijas saturadas caracterizadas por excessos de poropressão elevados aparecem situadas entre o lado sobreconsolidado das zonas 5 e 6 até às zonas 8 e 9 do gráfico $Q_T:F_R$ mas a consideração do parâmetro B_q (gráfico $Q_T:B_q$) tende a redefinir a maioria dos pontos para fora das zonas especificadas no gráfico o que é compreensível pela ausência das zonas 8 e 9. O posicionamento destas argilas predominantemente na

zona 5 do gráfico $Q_T(1-B_q):F_R$ confere-lhes uma designação pouco corroborante com a sua real natureza. Do sistema de classificação de Eslami e Fellenius (1997) resultam designações aceitáveis comparativamente à amostragem indeformada, exceptuando o caso das argilas rijas.

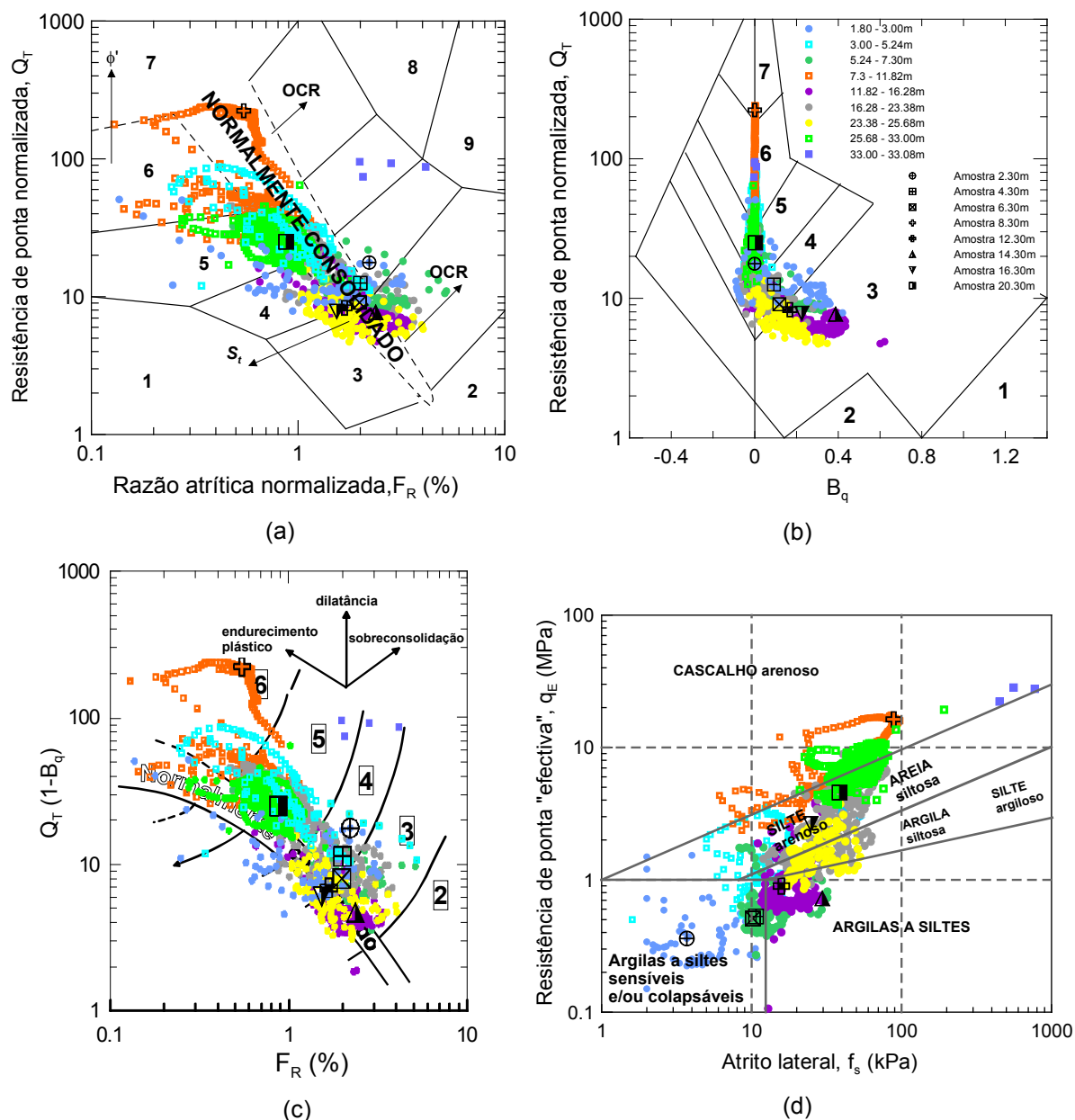


Figura 8.12 – Sistemas de classificação CPTu para os solos do TIRTIFE: (a) e (b) Robertson, 1990; (c) Jefferies e Davies, 1991; (d) Eslami e Fellenius, 1997.

No Esteiro de São Pedro, cujos perfis da Figura 8.11 apontam para uma situação de menor heterogeneidade, os resultados mostram uma distribuição predominante pelas zonas 1, 3, 4 e 5 tanto para a proposta de Robertson (1990) como para a proposta de

Jefferies e Davies (1991). Não tendo havido amostragem abaixo dos 20,60m, admite-se que a fase final do ensaio corresponde a um nível arenoso mais compacto e eventualmente com a presença de cascalhos tal como é característico da transição para as argilas cretáceas na região. O gráfico $q_E: f_s$ parece reproduzir na globalidade os comportamentos dos gráficos anteriores, com uma maior concentração de pontos no rectângulo inferior esquerdo de acordo com a natureza fina dos materiais identificados.

No local TIRTIFE destaca-se uma maior distribuição pelas zonas 3, 4, 5 e 6 de Robertson (1990) e de Jefferies e Davies (1991) o que reflecte a heterogeneidade granulométrica observada e marcada por misturas silto-argilosas e misturas arenosas. Um pormenor saliente está no facto de, contrariamente ao que acontece em Agra-Esgueira, a consideração do parâmetro B_q parece não afectar em grande medida o posicionamento dos pontos tanto nos gráficos de Robertson (1990) como no gráfico de Jefferies e Davies (1991). Na proposta de Eslami e Fellenius (1997) é igualmente perceptível a significativa heterogeneidade do depósito, destacando-se a maior concentração de pontos no rectângulo central do gráfico, confirmando a maior ocorrência de misturas silto-argilosas e arenosas.

No Quadro 8.1 são apresentados conjuntamente os resultados dos ensaios de campo realizados nos três locais de estudo e da Classificação Unificada de Solos. É possível verificar que, apesar de em termos da granulometria os resultados de campo e os de laboratório corresponderem a designações muito idênticas, a componente orgânica dos solos identificada em laboratório não está explicitada nos sistemas gráficos, ou seja, na zona 2 dos sistemas propostos por Robertson (1990) e por Jefferies e Davies (1997). Tal comportamento pode ser explicado pelo facto de nos sistemas de classificação baseados no CPTu os designados “solos orgânicos” apresentarem teores em matéria orgânica superiores aos determinados nas amostras de Esgueira e/ou corresponderem a materiais turfosos, caracterizados por apresentarem uma natureza mole e, em consequência, valores baixos de q_T . Ora, apesar da evidente natureza mole destes níveis nos diferentes locais, é possível que a baixa resistência à penetração do cone, q_T , seja fundamentalmente controlada pelas características granulométricas da fracção inorgânica (argilas siltosas, às vezes algo arenosas), sendo mais reduzida a influência da componente orgânica, razão pela qual se situam na zona 4 e principalmente na zona 3 dos sistemas de classificação.

Quadro 8.1 – Classificação dos solos segundo resultados dos ensaios CPTu, DMT e ensaios laboratoriais (Classificação Unificada).

| | Prof. (m) | Classificação Unificada | CPTu | | | | |
|---------------------|--------------|-----------------------------|---|---|--|----------------------------|--|
| | | | $Q_T : F_R$ | $Q_T : B_q$ | $Q_T(1-B_q) : F_R$ | $q_E : f_s$ | |
| Esteiro de S. Pedro | 2,30 | OH Argila orgânica c/ areia | Misturas de areias 5 (areias siltosas a siltes arenosos) | Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | | |
| | 4,30 | MH Silte elástico | Misturas de areias 5 (areias siltosas a siltes arenosos) | Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | | |
| | 6,30 | OH Argila orgânica | Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | Argilas a siltes sensíveis | |
| | 8,30 | OH Argila orgânica | 1 Solos finos sensíveis | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | Argilas a siltes sensíveis | |
| | 10,30 | OH Argila orgânica | Misturas de areias 5 (areias siltosas a siltes arenosos) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | | | |
| | 12,30 | OH Argila orgânica | Misturas de areias 5 (areias siltosas a siltes arenosos) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 6 Areias (areias siltosas a areias limpas) | Silte arenoso | |
| | 16,30 | CH Argila gorda com areia | 1 Solos finos sensíveis | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | | |
| | 20,30 | OL Argila orgânica arenosa | 1 Solos finos sensíveis | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | Argilas a siltes sensíveis | |
| Agra-Esgueira | 1,35 | OL Argila orgânica | Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | Misturas de areias 5 (areias siltosas a siltes arenosos) | 4 Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | Argilas a siltes sensíveis | |
| | 2,40 | CH Argila gorda | Misturas de areias 5 (areias siltosas a siltes arenosos) | Misturas de areias 5 (areias siltosas a siltes arenosos) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | Argilas a siltes sensíveis | |
| | 3,45 | OH Argila orgânica | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | Argilas a siltes sensíveis | |

| | Prof. (m) | Classificação Unificada | CPTu | | | | DMT |
|---------|--------------|---------------------------|--|--|--|----------------------------|-------------------------|
| | | | $Q_T : F_R$ | $Q_T : B_q$ | $Q_T(1-B_q) : F_R$ | $q_E : f_s$ | |
| TIRTIFE | 2,30 | OH Argila orgânica | 4 Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | 4 Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | Argilas a siltes sensíveis | Areia |
| | 4,30 | CH Argila gorda com areia | 4 Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | 4 Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | 4 Misturas de siltes (siltes argilosos a siltes argilosos) | Argilas a siltes sensíveis | Lodo / Argila |
| | 6,30 | OL Argila orgânica | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | Argilas a siltes sensíveis | Argila siltosa / Argila |
| | 8,30 | SP Areia mal graduada | 7 Areias a areias com cascalho | 7 Areias a areias com cascalho | 6 Areias (areias siltosas a areias limpas) | Cascalho arenoso | Areia |
| | 12,30 | SP Areia mal graduada | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | Argilas a siltes | Areia |
| | 14,30 | OL Argila orgânica | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | Argilas a siltes | Areia / Areia siltosa |
| | 16,30 | OL Argila orgânica | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | 3 Argilas (argilas a argilas siltosas) | Silte arenoso | Silte / Argila |
| | 20,30 | SW Areia bem graduada | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | 5 Misturas de areias (areias siltosas a siltes arenosos) | Silte arenoso | Silte argiloso / Argila |

Nalguns casos, observa-se que a consideração do parâmetro B_q das poro-pressões no gráfico de Robertson (1990) faz migrar pontos das zonas 1, 4 e 5, do gráfico $Q_T:F_R$, para a zona 3 (gráfico $Q_T:B_q$), resultando daí uma melhor correspondência entre a Classificação Unificada e o comportamento descrito pelo gráfico mas, ainda assim, com limitações relativas a descrição da componente orgânica referida anteriormente.

Da comparação entre os resultados obtidos em laboratório e os do DMT verifica-se que existe uma correspondência que se pode considerar satisfatória. Deve, contudo, ser referido que, dado o modo de execução do ensaio, o índice de material, I_D , é um parâmetro que reflecte mais um comportamento mecânico dos materiais (a rigidez) do que a sua real composição granulométrica (Marchetti et al., 2001). Como consequência, nalguns destes solos lodosos, a designação “Argila” resultante da consideração de I_D poderá não ter tanto que ver com preponderância dessa fracção granulométrica mas, sim, resultar do comportamento mole devido à presença de matéria orgânica.

8.7.3 História das tensões

Na prática geotécnica a avaliação da história das tensões é normalmente realizada mediante a estimativa do grau de sobreconsolidação (OCR) dos solos. É largamente reconhecido o potencial tanto do CPTu como do DMT na estimativa de OCR, tendo sido propostas diversas expressões de natureza empírica com o referido propósito. Relativamente ao FVT, a expressão [8.1], abaixo indicada, é a mais frequentemente utilizada e é atribuída à Mayne e Mitchell (1988), segundo Schnaid (2005):

$$OCR = \alpha_{FVT} \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \quad [8.1]$$

com $\alpha_{FVT} = 22*(I_P)^{-0,48}$, sendo I_P o índice de plasticidade.

Para o CPTu, e no caso de se tratar de solos argilosos recentes, os estudos mais recentes desenvolvidos por Mayne (2005), na sequência de estudos anteriores de Chen e Mayne (1996), propõem as expressões [8.2] e [8.3]:

$$OCR = 0,305 \frac{(q_T - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad [8.2]$$

$$OCR = 0,6 \frac{q_T - u_2}{\sigma'_{v0}} \quad [8.3]$$

Dada a semelhança entre os perfis de K_D e de OCR identificada por Marchetti (1980), e posteriormente confirmada por Powell e Uglow (1988) e Kamei e Iwasaki (1995), o autor propôs a estimativa de OCR em solos argilosos não cimentados de acordo com a expressão:

$$OCR = (0,5 K_D)^{1,56} \quad [8.4]$$

São consabidas as dificuldades na conceitualização de OCR nas areias e, enquanto nas argilas o valor de OCR pode ser aferido mediante a realização de ensaios laboratoriais edométricos, a amostragem em areias é problemática. Na Figura 8.13 são apresentados os resultados da aplicação das expressões anteriores aos solos estudados em Aveiro.

No local Esteiro de S. Pedro, os resultados do FVT indiciam tratar-se de um depósito sobreconsolidado à superfície tendendo para um estado normalmente consolidado em profundidade. Este tipo comportamento é frequentemente relatado na bibliografia associado aos depósitos de solos moles, sendo a sobreconsolidação superficial devida à crosta de dessecação. O CPTu indica um comportamento semelhante, com valores maiores de OCR e alguns picos correspondentes aos bruscos aumentos de q_T . É particularmente assinalável o ajuste entre os resultados de laboratório (ensaios edométricos) e a solução proposta pela equação [8.2]

No local TIRTIFE, os resultados do ensaio DMT conduzem aos valores mais baixos de OCR e, de certo modo, mais condizentes com a natureza recente e normalmente consolidada associada a histórias das tensões do depósito. O DMT também assinala de forma marcante a presença de uma camada superficial, até sensivelmente os 3m de profundidade, com maior grau de sobreconsolidação. Os resultados do CPTu, além de mais elevados, apresentam maior dispersão (também é maior o número de pontos

ensaiados!), conduzindo a valores irrealistas nos níveis mais arenosos, como seria expectável. Os resultados do FVT revelam um depósito muito mais sobreconsolidado que o expectável e, curiosamente, com valores de OCR muito próximos dos obtidos com o CPTu. Sobressai uma boa concordância entre os resultados de laboratório e o DMT principalmente no estado normalmente consolidado

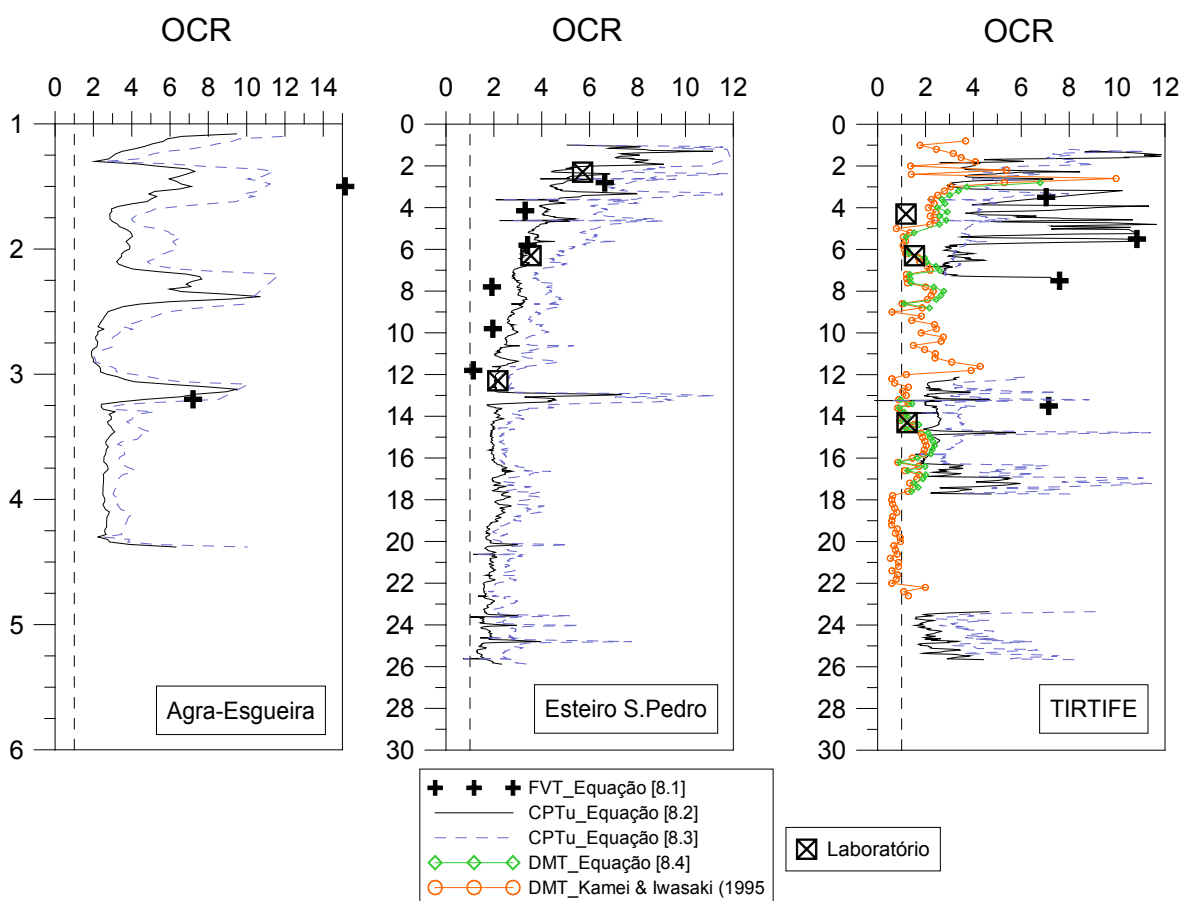


Figura 8.13 – Estimativa de OCR pelo CPTu, FVT e DMT nos locais estudados.

Em Agra-Esgueira, depósito de pouca espessura, o ensaio CPTu não define um padrão tão consistente como nos outros locais, reflectindo globalmente um grau de sobreconsolidação mais elevado que o expectável para os solos lodosos. Foram realizados apenas dois ensaios com o FVT que mostram uma diminuição de OCR com a profundidade mas que não permitem muitas mais tiradas mais ilações.

Doutro modo, tem sido observado que o excesso de poro-pressão gerada durante a cravação do cone nos solos argilosos é em certa medida função do tipo de solo e do seu grau de sobreconsolidação, pelo que é frequente a tentativa do estabelecimento de

correlações entre o parâmetro da poro-pressão B_q e OCR, globalmente caracterizadas pela diminuição do OCR com o aumento de B_q .

No caso dos solos estudados em Aveiro, a projecção gráfica dos valores de B_q e de OCR obtidos nos ensaios edométricos consta da Figura 8.14, juntamente com informação relativa à profundidade de amostragem e a classificação dos solos.

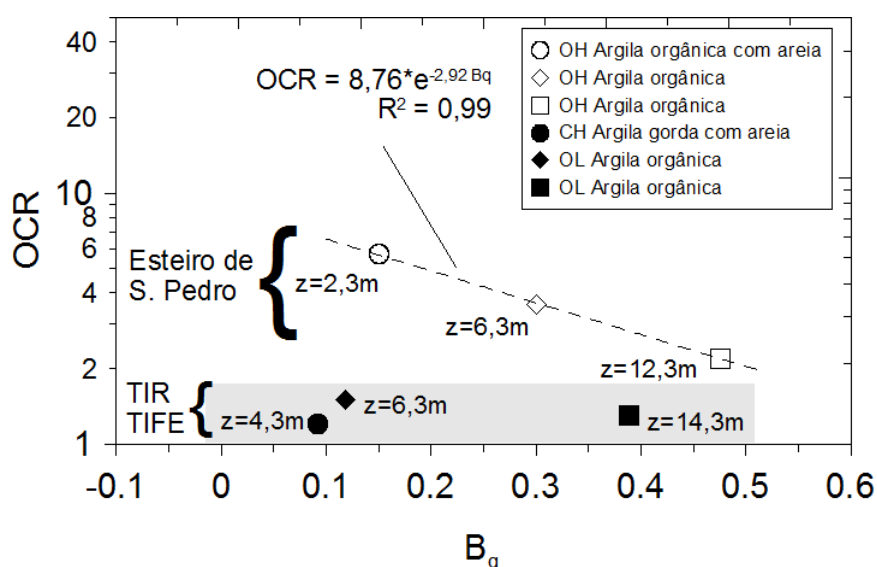


Figura 8.14 – Variação de B_q com OCR nos locais Esteiro de S.Pedro e TIR TIFE

Na figura, acautelado o rigor de apreciação devido ao número de amostras, é possível observar uma tendência geral para o comportamento acima referido com aparente dispersão no local TIR TIFE. Refira-se que a correlação obtida para as amostras do local Esteiro de São Pedro e assinalada na figura é, por exemplo, do tipo da obtida por Ricceri et al. (2002) obtida para 25 amostras de solos argilosos moles orgânicos de Veneza, apresentada como $OCR = 12,9 * e^{-6,11 B_q}$, com $R^2=0,55$.

8.6.4 Estado de tensão em repouso

Dentre os três tipos de ensaio realizados, para muitos investigadores, o DMT, dada a sua conceptualização e modo de execução, se configura como a melhor “ferramenta” para avaliar o coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Para a estimativa do valor de K_0 a partir dos ensaios DMT realizados no local TIR TIFE foram consideradas, para as camadas argilosas, as propostas de Marchetti (1980) e de Powell e Uglow (1988), correspondentes às equações 8.5 e 8.6, respectivamente. No caso das camadas arenosas foi considerada a expressão 8.7 proposta por Baldi et al. (1986) baseada no valor de q_T .

$$K_0 = 0,34 K_D^{0,55} \quad [8.5]$$

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{-0,47} - 0,6 \quad [8.6]$$

$$K_0 = 0,376 + 0,095 K_D - 0,0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad [8.7]$$

Na Figura 8.15 são apresentados os resultados. Verifica-se que, no caso das camadas silto-argilosas, a proposta de Powell e Uglow (1988) resulta globalmente em valores ligeiramente inferiores à proposta de Marchetti (1980), sendo a média obtida de 0,62, valor nada desajustado à natureza deste tipo de solos.

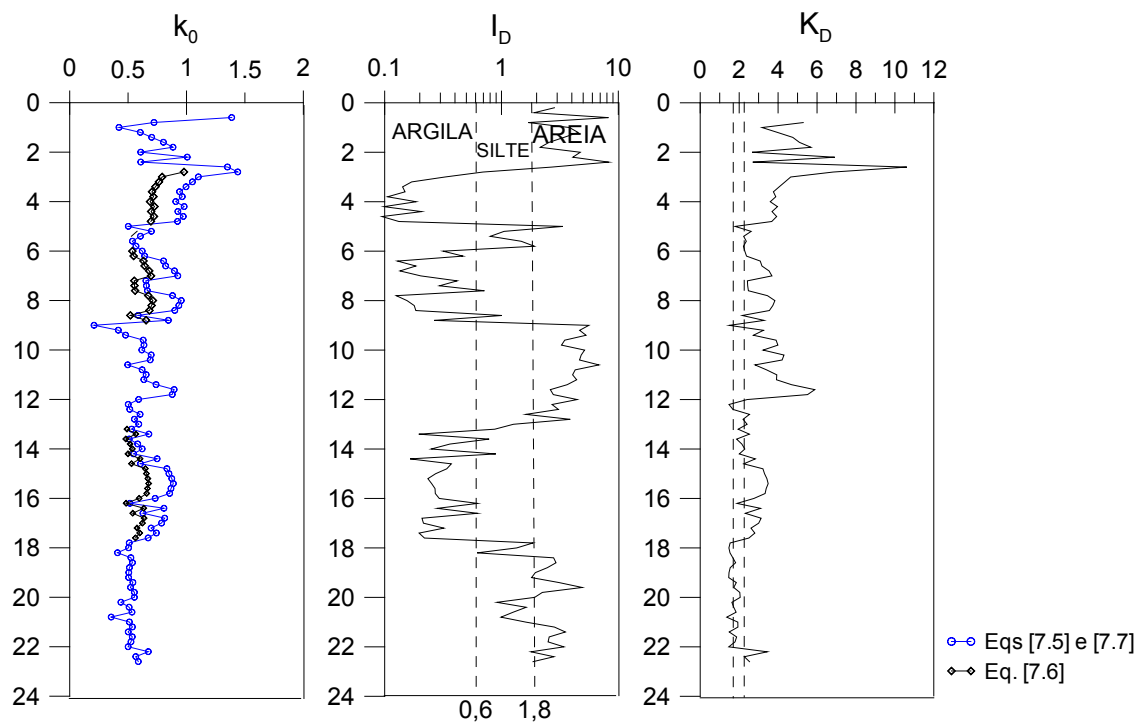


Figura 8.15 – Estimativa de K_0 pelo DMT no local TIRTIFE.

8.7.5 Resistência ao corte

A resistência ao corte é avaliada em condições não drenadas e drenadas, designadamente pela resistência ao corte não drenada, c_u , e pelo ângulo de resistência ao corte, ϕ' . Dentre os ensaios realizados, e dada a sua conceptualização e modo de execução, o ensaio de corte rotativo 'in situ' (FVT) é por excelência a técnica a aplicar na determinação da resistência não drenada. São, contudo, conhecidas diversas correlações de natureza empírica, tanto para o CPTu como para o DMT, que permitem estimar a resistência não drenada e o ângulo de resistência ao corte.

8.7.5.1 Resistência não drenada

Durante a realização ensaio de molinete, além da determinação da resistência não drenada máxima, determina-se a resistência não drenada para grandes deformações, designada resistência residual. A Sensibilidade, S_t , quociente entre a resistência máxima e a residual e é uma medida da susceptibilidade do solo em relação à perda da resistência com a deformação. É também consabido que a resistência não drenada depende da tensão de confinamento e que o designado comportamento normalizado, verificado pela constância aproximada em profundidade da razão c_u/σ'_{v0} é uma característica dos depósitos de solos argilosos recentes. No Quadro 8.2 e na Figura 8.16 são apresentados os resultados da estimativa da resistência não drenada com o FVT para os solos ensaiados no local TIRTIFE. Os valores de c_u apresentados estão afectados do factor correctivo proposto por Bjerrum (1973) para ter em conta o efeito da plasticidade dos solos.

Quadro 8.2 – Resultados com o ensaio de molinete nos locais em estudo

| Local | Prof. (m) | $c_{u, \text{máx}}$ | $c_{u, \text{res}}$ | S_t |
|------------------|-----------|---------------------|---------------------|-------|
| Esteiro S. Pedro | 2,8 | 26,0 | 12,0 | 2,2 |
| | 4,15 | 16,5 | 7,0 | 2,4 |
| | 5,8 | 21,6 | 10,0 | 2,2 |
| | 7,8 | 19,2 | 8,0 | 2,4 |
| | 9,8 | 25,1 | 9,0 | 2,8 |
| | 11,8 | 18,8 | 7,0 | 2,7 |
| Agra-Esgueira | 1,5 | 22,53 | 7,00 | 3,2 |
| | 3,2 | 22,01 | 8,50 | 2,6 |
| TIRTIFE | 3,5 | 16,5 | 5,5 | 3,0 |
| | 5,5 | 43,1 | 14,0 | 3,1 |
| | 7,5 | 40,3 | 16,0 | 2,5 |
| | 13,5 | 98,0 | 41,0 | 2,4 |

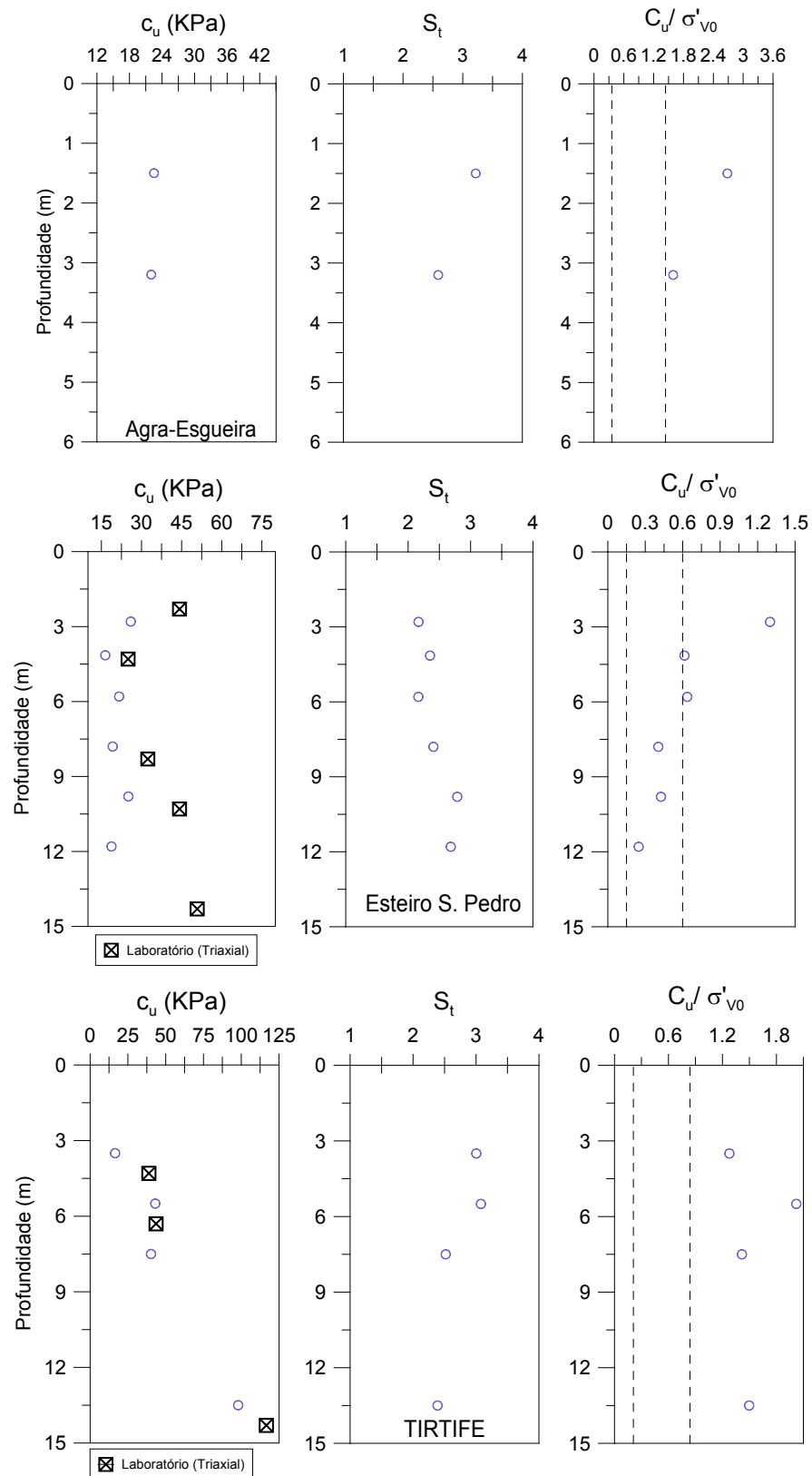


Figura 8.16 – Resultados como ensaio do molinete; Estimativa da resistência não drenada, da sensibilidade e do quociente c_u/σ'_{v0} nos locais estudados.

A figura mostra os perfis de resistência não drenada, c_u , de sensibilidade, S_t e de razão de resistência, c_u/σ'_{v0} .

Com excepção do local TIRTIFE, globalmente não é possível observar um padrão consistente de aumento da resistência não drenada com a profundidade (tensão de confinamento)

Relativamente à sensibilidade destes solos argilosos, os valores variam entre 2 e 3, o que significa estar-se em presença de solos moderadamente sensíveis, segundo Skempton e Northey (1952), referidos por Matos Fernandes (2006).

Os valores da razão c_u/σ'_{v0} mostram que apenas no local TIRTIFE parece haver indícios de um depósito com comportamento normalizado com os valores a diminuírem com a profundidade e situando-se numa faixa de valores entre 0,20 e 0,4, frequentemente encontrada na bibliografia para solos do mesmo tipo.

Apesar de os pontos de ensaio não serem exactamente os mesmos, os resultados dos ensaios de laboratório (triaxiais) reproduzem satisfatoriamente o comportamento observado 'in situ'.

Em relação ao CPTu, e tal como discutido no capítulo 5, sob condições não drenadas, a resistência de ponta costuma ser correlacionada com a resistência não drenada, c_u , através das expressões:

$$c_u = \frac{q_T - \sigma_0}{N_{kt}} \quad [8.8]$$

$$c_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{(q_c - u_2)}{N_{ke}} \quad [8.9]$$

$$c_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad [8.10]$$

No presente estudo, os factores empíricos do cone N_{kt} , N_{ke} e $N_{\Delta u}$, foram determinados a partir da resistência não drenada determinada com ensaio de molinete (Quadro 8.3) e a partir dos ensaios triaxiais (Quadro 8.4).

Quadro 8.3 – Factores empíricos N_{kt} , N_{ke} e $N_{\Delta u}$ com base nos resultados dos ensaios de molinete.

| Local | Prof. (m) | N_{kt} | N_{ke} | $N_{\Delta u}$ |
|------------------|-------------|----------|----------|----------------|
| Esteiro S. Pedro | 2,8 | 9 | 7 | 2 |
| | 4,15 | 16 | 13 | 4 |
| | 5,8 | 14 | 12 | 3 |
| | 7,8 | 16 | 11 | 5 |
| | 9,8 | 15 | 10 | 5 |
| | 11,8 | 17 | 10 | 7 |
| | Valor médio | 16,5 | 10,5 | 4,3 |
| Agra-Esgueira | 1,5 | 15 | 15 | 0,2 |
| | 3,2 | 17 | 16 | 1,1 |
| | Valor médio | 16 | 15,5 | 0,7 |
| TIRTIFE | 3,5 | 16 | 17 | 0 |
| | 5,5 | 20 | 21 | -1 |
| | 7,5 | 11 | 10 | 1 |
| | 13,5 | 6 | 5 | 1 |
| | Valor médio | 13,3 | 13,3 | 1 |

Quadro 8.4 – Factores empíricos N_{kt} , N_{ke} e $N_{\Delta u}$ com base nos resultados dos ensaios triaxiais.

| Local | Prof. (m) | N_{kt} | N_{ke} | $N_{\Delta u}$ |
|------------------|-------------|----------|----------|----------------|
| Esteiro S. Pedro | 2,30 | 7,4 | 6,8 | 1,1 |
| | 4,30 | 6,1 | 5,1 | 1,4 |
| | 8,30 | 12,0 | 9,4 | 3,8 |
| | 10,30 | 8,1 | 6,0 | 3,1 |
| | 14,30 | 7,7 | 5,5 | 3,5 |
| | Valor médio | 8,3 | 6,6 | 2,6 |
| TIRTIFE | 4,30 | 13,8 | 13,6 | 1,3 |
| | 4,30 | 14,7 | 14,6 | 1,4 |
| | 6,30 | 11,8 | 11,7 | 1,4 |
| | 14,30 | 8,5 | 6,3 | 3,3 |
| | Valor médio | 8,5 | 11,5 | 1,8 |

Relativamente aos resultados derivados do FVT, para o conjunto de locais e ensaios realizados, os valores médios obtidos foram de 14,3 para N_{kt} , 12,3 para N_{ke} e 2,4 para $N_{\Delta u}$. Os factores N_{kt} e N_{ke} apresentam valores corroborados pela bibliografia (Almeida et al., 2003, por exemplo). Os valores de $N_{\Delta u}$, menos divulgados na bibliografia, apresentam um enquadramento razoável para o local Esteiro de São Pedro e acredita-se que os baixos valores em Agra-Esgueira e no TIRTIFE são devidos a uma natureza menos argilosa às profundidades dos ensaios, atenuadora da resposta não drenada.

Ao considerar os resultados dos ensaios triaxiais, é notável uma redução praticamente generalizada dos coeficientes empíricos do cone, o que, tal como se observa na Figura 8.16, fica a dever-se à sobrestimação da resistência não drenada obtida nos ensaios triaxiais relativamente aos ensaios de molinete.

Nas Figuras 8.17 a 8.19 é possível observar o grau de enquadramento dos factores empíricos do cone obtidos nos ensaios CPTu realizados em Aveiro relativamente aos valores mais frequentemente relatados na bibliografia.

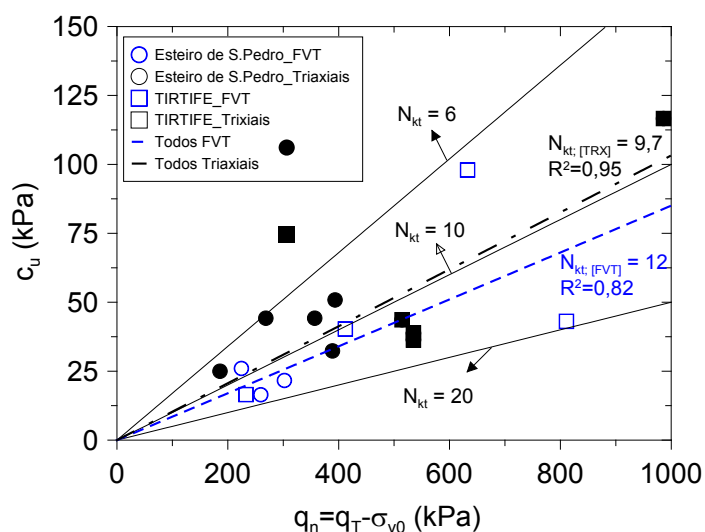


Figura 8.17 – Resistência não drenada obtida em ensaios FVT e triaxiais versus resistência de ponta corrigida q_n ('*net cone resistance*') relativa aos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE.

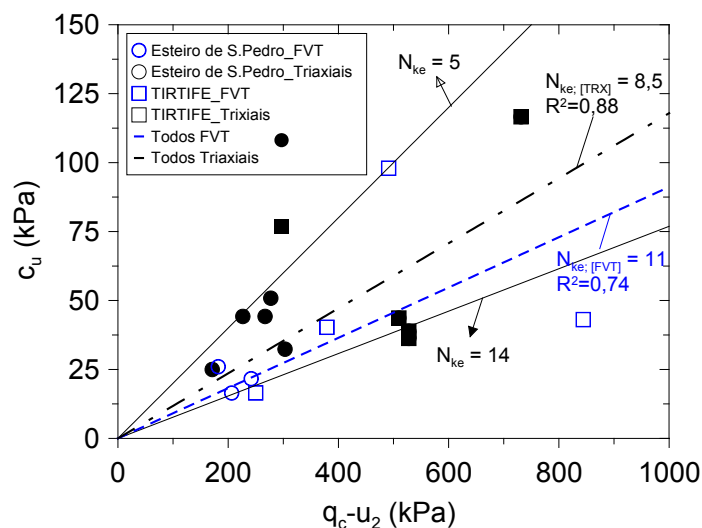


Figura 8.18 – Resistência não drenada obtida em ensaios FVT e triaxiais versus resistência de ponta corrigida $q_c - u_2$ relativa aos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE.

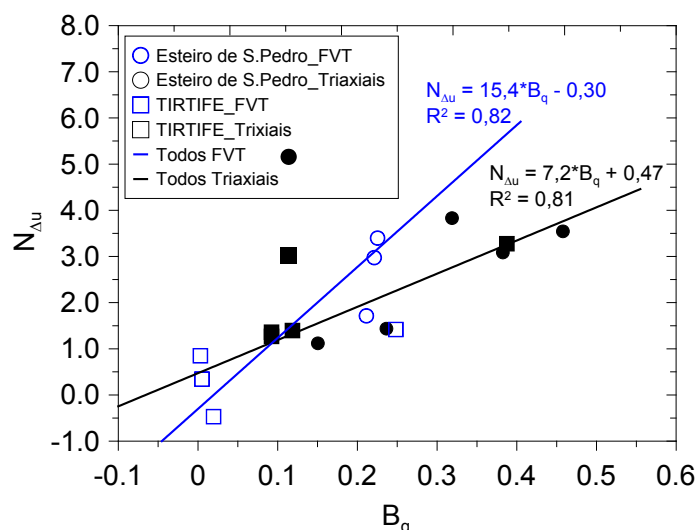


Figura 8.19 – Parâmetro da poro-pressão B_q versus factor empírico do cone N_{Au} obtido a partir de ensaios FVT e triaxiais nos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE.

Aas et al. (1986), segundo Leroueil e Hight (2003), referem que o valor de N_{kt} situa-se normalmente entre 10 e 20, sem evidenciar qualquer tendência clara de variação com o valor de I_p ao considerar a resistência não drenada obtida pelo ensaio do molinete. Por seu lado, ao considerar a resistência não drenada obtida em ensaios triaxiais, N_{kt} apresenta frequentemente valores entre 8 e 14

Nos solos de Aveiro, verifica-se que a maioria dos valores de N_{kt} obtidos pelo FVT está dentro da faixa mais frequentemente obtida para solos deste tipo, ou seja, entre 10 e 20, enquanto a consideração dos ensaios triaxiais estabelece um limite inferior de $N_{kt}=6$. Considerando o total de amostras para cada tipo de ensaio, obtêm-se valores médios de $N_{kt}=12$ para o FVT e de $N_{kt}=10$ para os ensaios triaxiais.

Tal como referido no capítulo 5, existem relatos de N_{ke} a variar entre 1 e 13. No caso dos solos estudados em Aveiro, esta faixa apresenta-se mais estreita se, de acordo com a Figura 8.18, for considerado razoável a assumção de um limite inferior de $N_{kt}=5$ e um limite superior de $N_{kt}=14$. A consideração do total de amostras para cada tipo de ensaio conduz a valores médios de $N_{ke}=11$ para os ensaios FVT e de $N_{ke}=9$ para os triaxiais, perfeitamente enquadrados com as observações de Senneset et al. (1982) e de Campanella et al. (1982), proponentes da equação [8.9], para os quais $N_{ke}=9\pm3$.

A Figura 8.19 indica que para os ensaios FVT e triaxiais é possível o estabelecimento de correlações do mesmo tipo entre o factor empírico do cone N_{Au} e o parâmetro da poro-pressão B_q .

Em relação à estimativa da resistência não drenada a partir dos resultados do dilatômetro plano de Marchetti (DMT), foi já abordado que c_u pode ser razoavelmente estimado pela correlação proposta por Marchetti (1980):

$$c_u = 0,22 \sigma'_{v0} (0,5 K_D)^{1,25} \quad [8.11]$$

Contudo, Kamei e Iwasaki (1995) apresentaram uma proposta semelhante de correlação baseada em estudos realizados em depósitos recentes (Holecénicos) constituídos por solos argilo-siltosos moles a muito moles e orgânicos, cuja expressão para estimativa de c_u é dada por:

$$c_u = 0,35 \sigma'_{v0} (0,47 K_D)^{1,14} \quad [8.12]$$

Na Figura 8.20 estão representados os resultados obtidos da aplicação das duas equações acima referidas, bem como os resultados dos ensaios FVT e triaxiais.

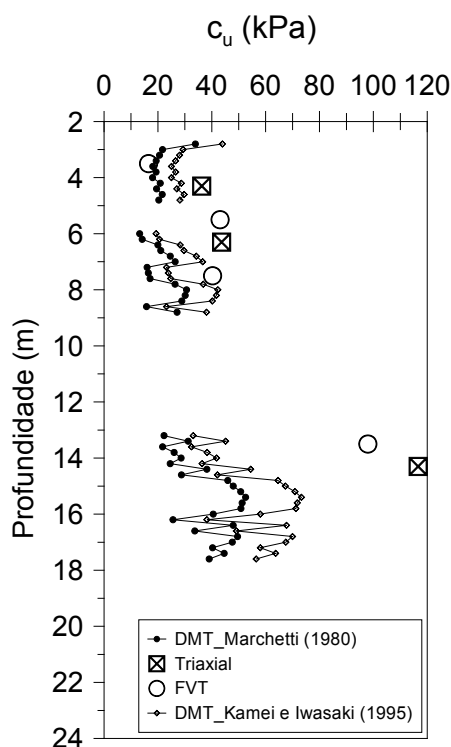


Figura 8.20 – Estimativa de c_u com base nos resultados dos ensaios DMT, FVT e triaxiais realizados no local TIRTIFE.

É notória a dispersão dos resultados pelos diferentes métodos de ensaio. Entretanto, os resultados dos ensaios FVT são mais próximos entre si, sendo maiores os valores de

laboratório. Nota-se, ainda que tenuemente, que a proposta de Kamei e Iwasaki (1995) aproxima os resultados do DMT aos resultados do FVT e dos triaxiais até à profundidade de aproximadamente 9m. Abaixo dos cerca de 13m (respostas não drenadas), parece acentuar-se a dispersão entre os métodos, apesar desta análise ser inibida pela quantidade de ensaios FVT e triaxiais.

8.7.5.2 Ângulo de resistência ao corte

Os ensaios de laboratório, designadamente o estudo da composição granulométrica bem como os ensaios triaxiais permitiram verificar que, apesar da consistência mole dos solos estudados, sobremaneira influenciada pelo conteúdo em matéria orgânica, está presente uma componente granular silto-arenosa a arenosa que confere a alguns dos solos ensaiados valores expressivos de ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efectivas, ϕ' .

No caso de ensaios CPTu em solos granulares, a resistência à penetração da ponteira cônica depende do ângulo de resistência ao corte e do nível de tensão efectiva (vertical e horizontal) actuante no solo e, deste modo, uma correcta interpretação do ensaio deveria contabilizar todas parcelas referidas. Holsby (1988), segundo Ricceri et al. (2002), verificou existir uma maior dependência da resistência à penetração do cone relativamente à tensão horizontal em comparação com a tensão vertical devida às camadas subjacentes. Contudo, dadas as dificuldades em experimentalmente determinar a tensão horizontal, é frequente representar a dependência relativamente ao estado de tensão em termos da tensão vertical. Várias correlações têm sido propostas, mas uma das mais simples e comumente utilizada é da autoria de Durgunoglu e Mitchell (1975), tendo sido posteriormente modificada por Robertson e Campanella (1983):

$$\phi' = \arctan \left[0,10 + 0,38 \log \left(\frac{q_T}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad [8.13]$$

Em relação ao ensaio DMT, Marchetti, tendo por base a verificação do crescimento de K_D com q_T , propõe duas correlações empíricas, que permitem estimar um valor máximo e um valor mínimo para o ângulo de resistência ao corte:

$$\phi'_{\max} = 31 + K_D / (0,236 + 0,066 K_D) \quad [8.14]$$

$$\phi'_{\min} = 28 + 14,6 \log K_D - 2,1 (\log K_D)^2 \quad [8.15]$$

Na Figura 8.21 são apresentados os resultados da aplicação das correlações apresentadas aos solos de Aveiro. Verificam-se algumas particularidades no comportamento dos diferentes locais de estudo.

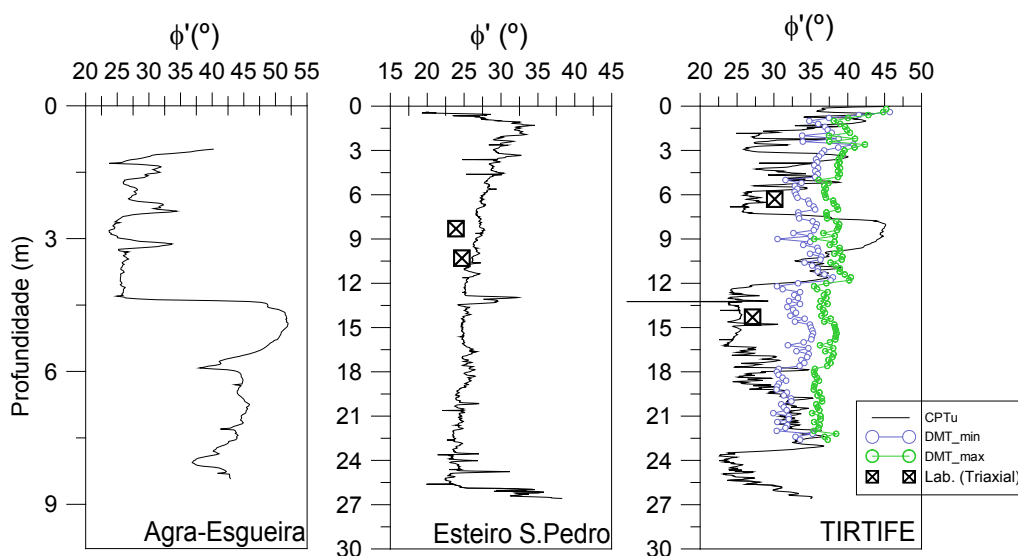


Figura 8.21 – Valores do ângulo de resistência ao corte estimados com base nos resultados dos ensaios CPTU e DMT realizados nos solos de Aveiro.

No local Agra-Esgueira verifica-se um comportamento até aos 4,5m e outro diferente até ao final da profundidade de ensaio. Na parte mais superficial resultam ângulos de resistência ao corte em torno de aproximadamente 28°, variando entre cerca de 25° e de 38°. Na parte inferior do maciço os valores obtidos são significativamente superiores aos anteriores, o que se explica pelo facto de marcar a transição, primeiro, para a camada cascalhenta e, de seguida, para as argilas rijas cretáceas para as quais a aplicação da equação [7.12] apresenta limitações.

No Esteiro de São Pedro verifica-se um comportamento bem mais uniforme nos níveis lodosos, com uma tendência de decréscimo com a profundidade dos valores do ângulo de resistência ao corte desde cerca de 30° até cerca de 27°.

No TIRTIFE, em ambos os tipos de ensaio, a variação dos valores de ϕ' corresponde à maior heterogeneidade das camadas já anteriormente assinalada. É também assinalável o facto de nas camadas mais silto-argilosas os resultados do DMT fornecerem valores superiores aos do CPTu, verificando-se o contrário nas camadas arenosas, o que parece ser mais evidente com o valor de ϕ'_{\min} calculado com o DMT.

Parece existir uma boa correlação entre os valores obtidos em ensaios de laboratório (triaxiais) e a proposta do CPTu, o que, no local TIRTIFE, permite mesmo assinalar o seu melhor desempenho comparativamente ao DMT.

8.7.6 Compressibilidade e rigidez

Neste subcapítulo serão discutidos os parâmetros da compressibilidade do tipo edométrica, importante nos solos aluvionares lodosos, bem como a avaliação da rigidez a partir dos resultados do CPTu e SCPT e do DMT.

Senneset et al. (1989), citados por Lunne et al. (1997) propuseram, em função dos níveis de tensão envolvidos no CPTu a estimativa do módulo edométrico, M , em solos argilosos sobreconsolidados a partir da expressão:

$$M_i = \alpha_i q_n = \alpha_i (q_T - \sigma_{v0}) \quad [8.16]$$

em que α_i varia entre 5 e 15. Na condição normalmente consolidada os mesmos autores propuseram:

$$M_n = \alpha_n q_n = \alpha_n (q_T - \sigma_{v0}) \quad [8.17]$$

com α_n a variar entre 4 e 8, sendo 5 o valor mais frequentemente adoptado.

O módulo dilatométrico, M_{DMT} , equivalente ao módulo edométrico (Marchetti et al., 2001), é dado pela expressão:

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad [8.18]$$

onde R_M função de I_D e de K_D (Marchetti, 1980).

Na Figura 8.22 são apresentados os resultados obtidos em Aveiro. Verifica-se que, para os resultados do CPTu, nos três locais os solos lodosos moles de composição predominantemente silto-argilosa apresentam valores entre 1 e cerca de 10MPa. No caso particular do local TIRTIFE, os valores do DMT são próximos dos do CPTu, com excepção dos cerca de 3m mais superficiais e no nível mais arenoso do depósito.

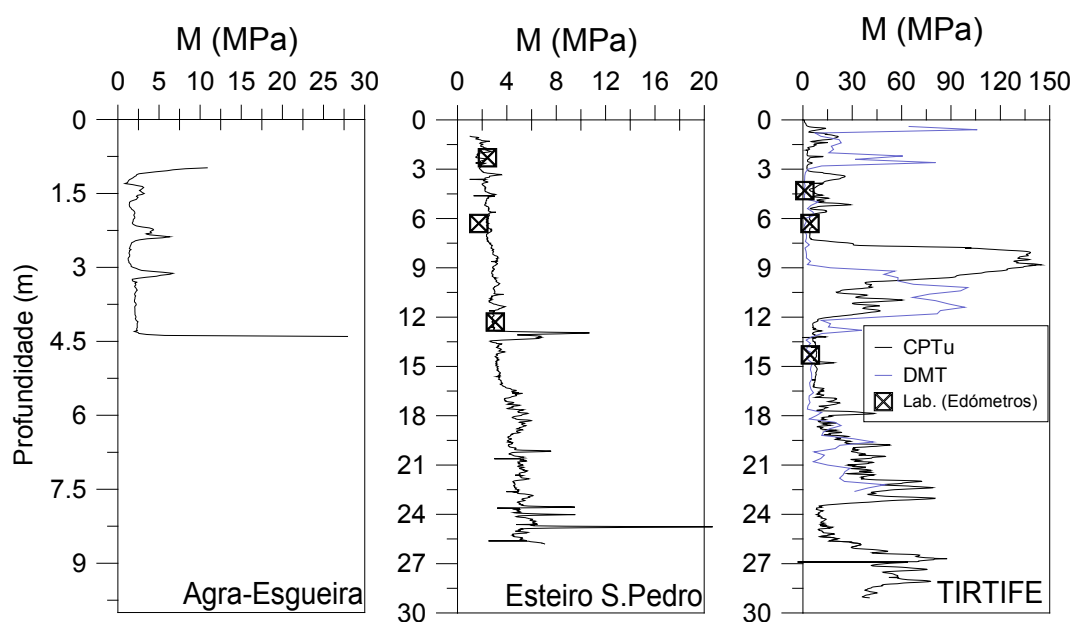


Figura 8.22 – Módulo edométricos estimados a partir dos resultados dos ensaios CPTu e DMT realizados nos solos de Aveiro.

Tanto no local Esteiro de S. Pedro como no local TIRTIFE verifica-se que os ensaios de laboratório reproduzem de forma bastante satisfatória o comportamento observado no campo experimental.

A rigidez nas pequenas deformações é frequentemente avaliada pelo módulo de distorção máximo, G_0 . Robertson et al. (1986) referem que uma fonte sísmica do tipo da constituída pelo martelo e pela barra de madeira induz amplitudes de deformação frequentemente inferiores a 10^{-4} %, que diminuem com a profundidade. Para tais níveis de deformações é admitido um comportamento reológico dos solos do tipo linearmente elástico e a sua resposta às solicitações por forças de corte (caso da propagação das ondas S) pode ser avaliada pelo valor do módulo de distorção máximo G_0 ou $G_{m\acute{a}x}$. Nesta situação, a teoria da elasticidade estabelece uma relação entre G_0 e V_s dada pela expressão:

$$G_0 = \rho \times V_s^2 \quad [8.19]$$

onde ρ é a massa volúmica do solo. Na Figura 8.23 são apresentados os resultados da determinação de G_0 a partir dos ensaios SCPTu, e na Figura 8.24, os resultados da aplicação da proposta de Robertson et al (1995), referida por Lunne et al (1997), para a estimativa da natureza e história geológica do depósito.

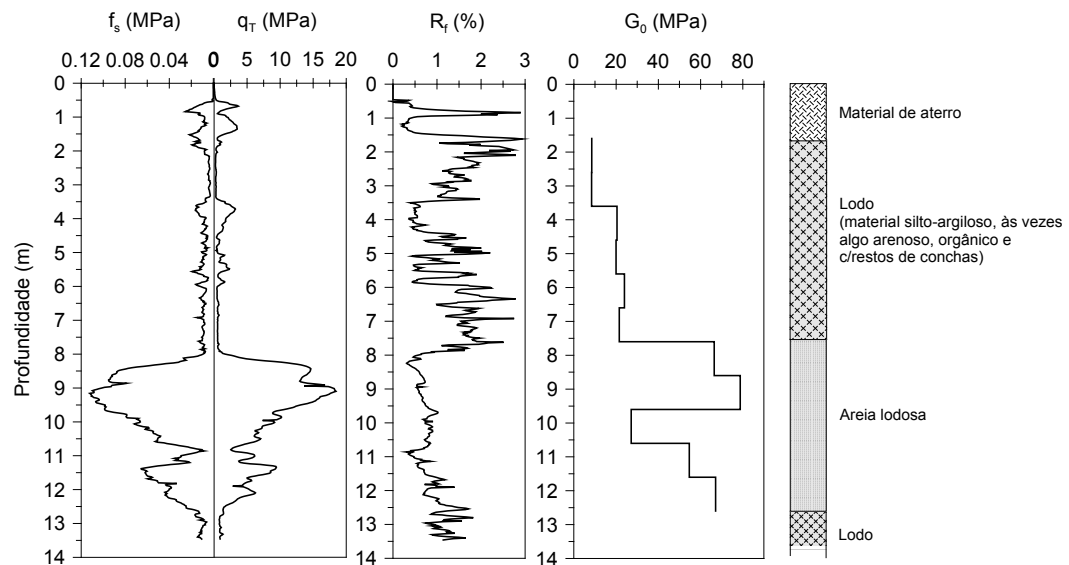


Figura 8.23 – Módulo de distorção máximo estimado com base nos resultados dos ensaios SCPTu realizados nos solos de Aveiro.

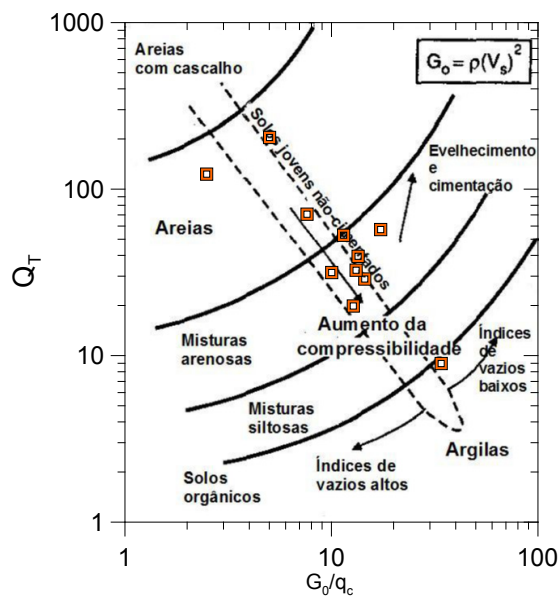


Figura 8.24 – Estimativa da idade do depósito e natureza dos solos no local TIRTIFE segundo a proposta de Robertson et al (1995).

Como seria expectável, o padrão de comportamento de G_0 é igual ao das velocidades (Fig. 8.22) de propagação das ondas de corte, sendo os valores obtidos em Aveiro semelhantes aos valores encontrados na bibliografia para solos da mesma natureza.

Tal como fora já referido, a rigidez dos solos conjuntamente com a resistência à penetração da ponteira cónica permite estimar a natureza dos depósitos do ponto de vista da sua idade de formação e o desenvolvimento ou não de estruturação por cimentação. Os resultados da Figura 8.23 indicam tratar-se de um depósito recente constituído por solos que vão desde argilas a areias com predominância de misturas arenosas, nos quais a cimentação (estruturação) não é um aspecto com relevância.

Por fim, e relativamente à determinação da rigidez mediante a realização de ensaios com o piezocone sísmico (SCPTu), deve ser referido que, não obstante haver referências apontando para o seu mais baixo custo relativamente à outras técnicas sísmicas de prospecção, e a determinação pontual de valores de V_s relativamente próximos, quando comparados com, por exemplo, ensaios baseados no registo de ondas S entre furos (*Cross-hole*, CHT), de ondas de superfície (método MASW - *Multichannel Analysis of Surface Waves*), ou ainda a utilização específica das reflexões de ondas S (*Shallow, S-Wave Reflection Surveying*), vários autores (Robertson et al, 1986; Campanella e Davies, 1994; Viana da Fonseca, 2001, Ghose et al., Rodrigues et al., 2006, entre outros) assinalam a importância de um julgamento rigoroso quanto à equivalência entre as diferentes técnicas, atendendo às heterogeneidades e as condições de anisotropia envolvidas.

8.7.7 Consolidação e condutividade hidráulica

No decurso dos trabalhos de prospecção realizados no local TIRTIFE foram realizados três ensaios de dissipação CPTu com o objectivo de avaliar as características da consolidação e da condutividade hidráulica 'in situ'. Os ensaios foram realizados às profundidades de 7,0m, 14,0m e 24,6m.

As curvas do decaimento dos excessos de poro-pressão obtidas a partir dos registos de campo estão representadas nas Figura 8.25 a 8.27. A variar com o tempo, estão representadas as curvas da poro-pressão medida, dos excessos de poropressão e da poro-pressão normalizada, conforme discutido na secção 5.3.6. Nos gráficos estão ainda

representados os valores da pressão da água nos interstícios na situação hidrostática, u_0 , os tempos correspondentes a 50% das dissipações, t_{50} , bem como a representação esquemática da posição do piezotransdutor ao longo da ponteira cônica (u_2).

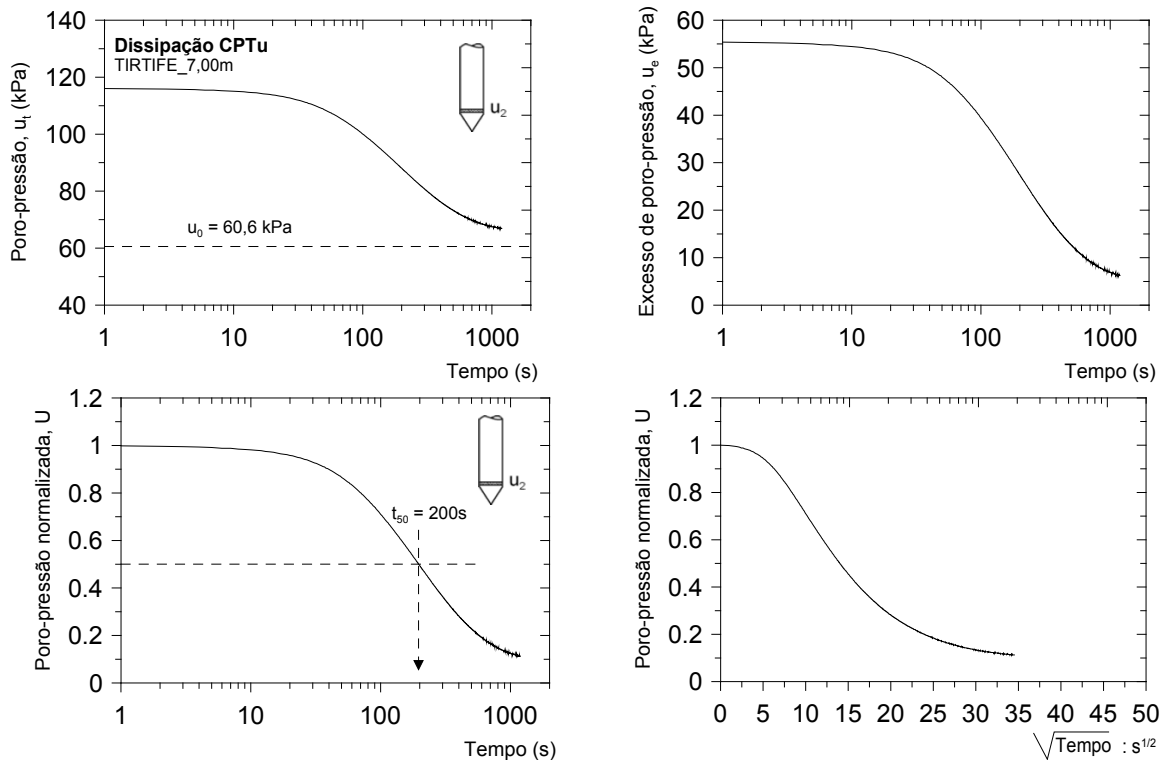


Figura 8.25 – Dissipação das poro-pressões monitorizada no local TIRTIFE a 7,0m de profundidade.

Numa primeira abordagem, sem o cálculo de c_h e k_h , parece evidente que, à medida que aumenta a profundidade em que estão localizados os pontos monitorizados, está-se em presença de estratos nos quais se verifica um incremento da dimensão granulométrica das partículas que os constituem. Isto explica o sucessivamente menor tempo necessário para que ocorra 50% da dissipação do excesso de poro-pressão instalado com a cravação da ponteira cônica. Comparativamente a alguns relatos da bibliografia, e considerando a posição do piezotransdutor (u_2), pode-se referir que se trata de dissipações relativamente rápidas, no intervalo entre 0,25 e 3,3 minutos.

Para a estimativa das características consolidação e da condutividade foram consideradas as propostas de Teh e Houlsby (1991) e de Burns e Mayne (1998). O valor de c_h foi estimado a partir da equação [5.39]. Para tal, considerando uma ponteira cônica de secção de 10 cm^2 , o tempo correspondente a 50% de dissipação, t_{50} , e o factor tempo

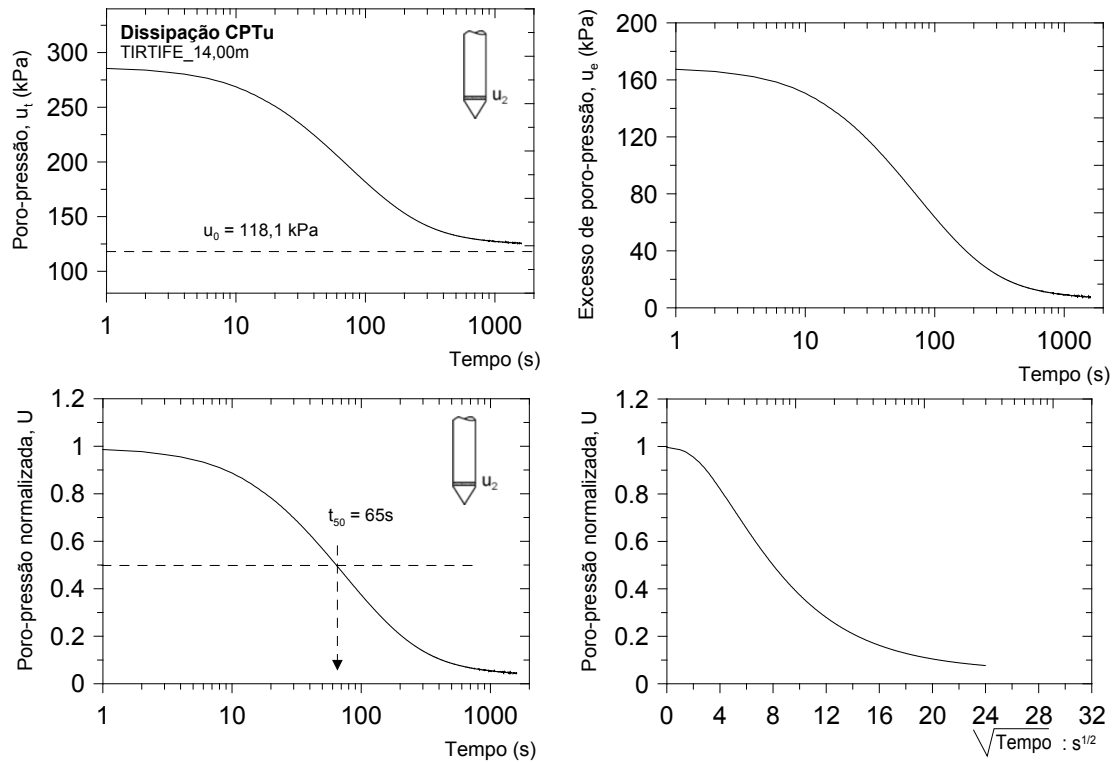


Figura 8.26 – Dissipação das poro-pressões monitorizada no local TIRTIFE a 14,0m de profundidade.

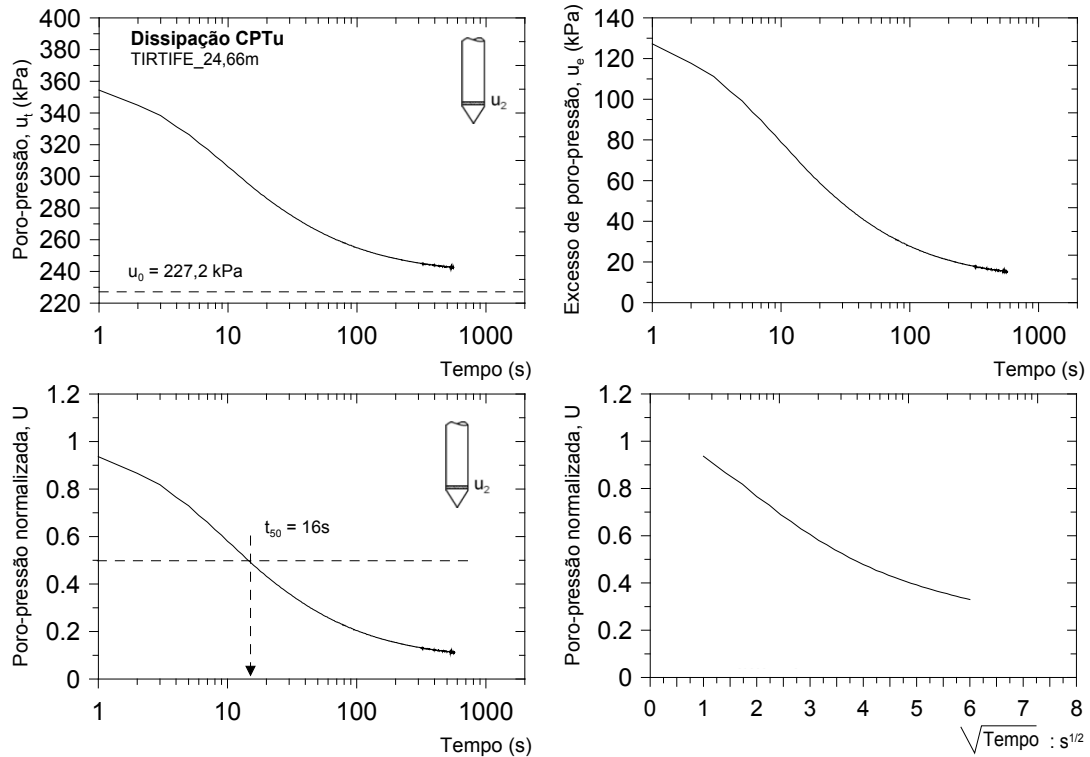


Figura 8.27 – Dissipação das poro-pressões monitorizada no local TIRTIFE a 24,6m de profundidade.

modificado correspondente, T^* , igual a 0,245 (Teh e Houlsby, 1991). A escolha do índice de rigidez a utilizar na expressão foi feita com base nos valores de N_{kt} experimentalmente determinados, a partir da Figura 5.23 (solução de Teh e Houlsby, 1991), bem como a partir da correlação empírica apresentada por Mayne (2001), baseada, segundo o autor referido, no trabalho de (Keaveny & Mitchell, 1986), conforme a equação [5.42]. Na Figura 8.28 é possível observar a projecção dos resultados obtidos no gráfico proposto por Robertson et al (1992), segundo Lunne et al (1997), a partir do qual é possível estimar o coeficiente de consolidação a partir de t_{50} . Foram também estimados os valores das condutividades hidráulicas 'in situ' a partir da equação [5.43]. É, contudo, de referir que, nas referidas estimativas os valores da compressibilidade utilizados foram extrapolados dos ensaios edométricos realizados em amostras recolhidas a profundidades próximas dos pontos monitorizados durante as dissipações CPTu. No Quadro 8.5 são apresentados os resultados.

Quadro 8.5 – Ensaio de dissipação CPTu e derivação dos parâmetros da consolidação e da permeabilidade.

| Prof. (m) | t_{50} (s) | I_r (Fig. 5.23) | I_r Eq. [5.42]* | $c_h = (T^* I_r^{0.5} r^2)/t$ (cm ² /min) | | $k_h = \frac{\gamma_w R R c_h}{2,3 \sigma'_{v0}}$ *10 ⁻⁸ (m/s) | | $r_k = k_h / k_{v(lab)}$ | |
|--------------|-----------------|----------------------|----------------------|---|-----|--|------|--------------------------|----|
| 7,0 | 200 | 150 | 125 | 2,9 | 2,6 | 1,2 | 1,07 | 17 | 16 |
| 14,0 | 65 | 50 | 160 | 5,1 | 9,1 | 1,7 | 3,09 | 7 | 13 |
| 24,6 | 16 | | | | | | | | |

Relativamente ao ensaio realizado aos 24,60m de profundidade não foi possível estimar o valor de I_r e, conseqüentemente, c_h e k_h , pelo facto de, de acordo com os resultados dos ensaios de laboratório tratar-se dum estrato arenoso. Acresce a não realização de ensaios de resistência ao corte (triaxial ou de molinete). As relações $r_k = k_h/k_v$ revelam, de acordo com o Quadro 5, e em confirmação aos resultados anteriormente apresentados para outros tipos de ensaio, tratar-se de estratos associados a "depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável".

Parez e Fauriel (1988), segundo Campanella e Howie (2004), propuseram correlação entre o valor de t_{50} e a composição granulométrica dos geomateriais (Fig. 8.29), dada pela expressão:

$$k \text{ (cm/s)} \approx \left(\frac{1}{251 \times t_{50} \text{ (seg.)}} \right)^{1,25} \quad [8.20]$$

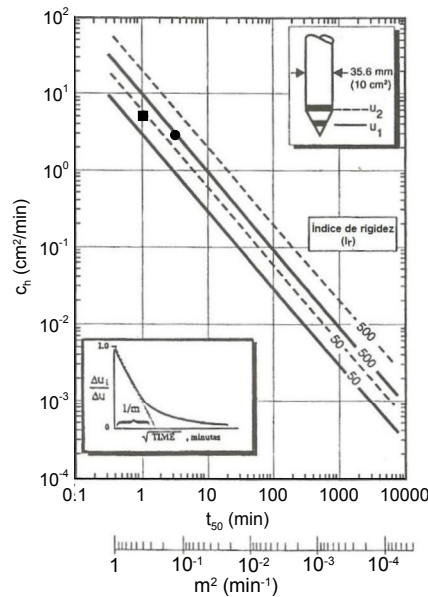


Figura 8.28 – Estimativa de c_h a partir de t_{50} utilizando o método proposto por Teh e Houlsby (1991), segundo Robertson et al. (1992), (in Lunne et al., 1997).

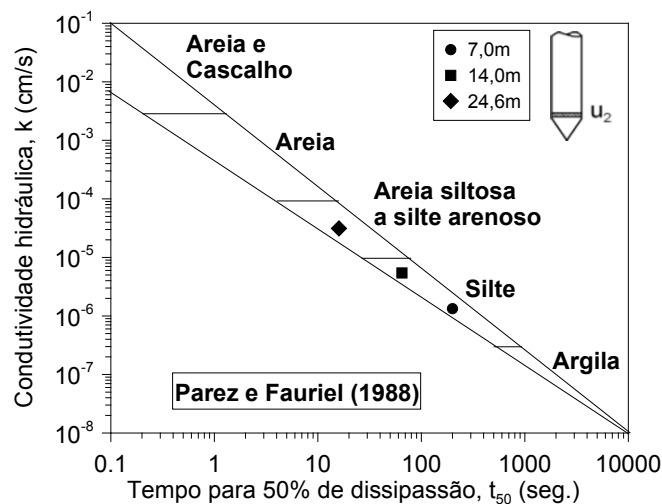


Figura 8.29 – Estimativa de k a partir de t_{50} , segundo Parez e Fauriel (1988).

A projecção dos resultados obtidos no local TIRTIFE, no gráfico correspondente à referida proposta, permite, adicionalmente, tirar ilações quantificadas relativamente ao comportamento do estrato ensaiado aos 24,6m. No contexto do depósito estudado, trata-se de uma intercalação arenosa. Relativamente aos estratos localizados aos 7,0 e aos 14,0m, para os quais resultam condutividades hidráulicas de $1,3 \times 10^{-6}$ e $5,4 \times 10^{-6}$ cm/s, respectivamente, é de assinalar o distinto enquadramento como material siltoso no gráfico, o que caracteriza a maioria dos solos estudados no presente trabalho.

CAPÍTULO 9

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES PARA A INVESTIGAÇÃO FUTURA

9.1 SOBRE OS SOLOS MOLES DE AVEIRO

É do entendimento do autor que em resultado da presente dissertação decorre um contributo à compreensão do comportamento geomecânico dos depósitos de solos moles da região de Aveiro quando solicitados por obras de engenharia civil, por via da interpretação combinada dos ensaios de laboratório e de campo mais adequados à caracterização geotécnica destes solos.

A história geológica, com particular ênfase para os processos de formação e os ambientes de jazida dos solos moles de Aveiro, e o seu devido enquadramento à escala regional, são aspectos fundamentais para a compreensão do seu comportamento. Na perspectiva geotécnica estes solos são caracterizados pelas suas baixa capacidade resistente e elevada compressibilidade, cientificamente explicáveis a partir da análise e interpretação dos resultados das modernas técnicas de ensaios. No dimensionamento geotécnico, a previsão do comportamento dos solos moles requer especial atenção, pelo que a caracterização por ensaios do comportamento tensão-deformação é um aspecto crítico. Nos parágrafos seguintes são sintetizadas as conclusões que se entende terem maior relevância.

- Apesar de os locais estudados estarem associados pela mesma história geológica, o conjunto de ensaios realizados permitiu evidenciar que os geomateriais dos locais Esteiro de S. Pedro, Agra-Esgueira e Canal de S. Roque enquadram-se em depósitos relativamente mais homogêneos do ponto de vista da sua composição granulométrica, de natureza predominantemente silto-argilosa com conteúdo de matéria orgânica. Pelo contrário, o local TIRTIFE caracteriza-se pela ocorrência, aparentemente sem qualquer padrão regular em profundidade, de materiais predominantemente siltosos em misturas com fracções argilosas e/ou arenosas, formando deste modo intercalações erráticas de vários tipos de sedimentos, cujo comportamento é também controlado pela maior ou menor presença de matéria orgânica.
- Relativamente aos ensaios de campo, cujas limitações de interpretação foram sendo assinaladas ao longo do trabalho, é lícito salientar que o ensaio de penetração estática com medição de poro-pressões (CPTu), de molinete (FVT) e o com dilatômetro plano de Marchetti (DMT) estão nitidamente entre os mais adequados para a caracterização dos solos moles saturados, ainda que mais onerosos que o tradicional, mas de todo descartável, ensaio SPT. Mesmo assim devem ser considerados bastante competitivos, pois, como foi verificado, a abrangência da interpretação destes ensaios permite

estimativas razoavelmente fiáveis de propriedades diversas designadamente a definição da estratigrafia, a classificação dos solos, a história e o estado das tensões, a idade e o desenvolvimento de estruturação nos depósitos por envelhecimento e/ou cimentação, a resistência não drenada e em tensões efectivas, a compressibilidade e a condutividade hidráulica e a deformabilidade;

- A amostragem indeformada de solos moles é actualmente uma tarefa relativamente simples, havendo uma diversidade de equipamentos para o efeito. Contudo em depósitos de solos moles com grande heterogeneidade granulométrica, como se verifica em Aveiro com intercalações entre níveis mais lodosos e mais arenosos, podem colocar-se dificuldades extremas de amostragem devidas à presença das areias;
- Ao nível da caracterização por ensaios de laboratório, importa referir o excelente contributo dado pela microscopia electrónica de varrimento na definição da microestrutura dos solos moles onde a fracção argilosa desempenha um papel importante por via dos seus minerais constituintes que controlam a plasticidade dos solos. Neste último particular, os solos moles de Aveiro têm uma parcela da sua plasticidade fortemente influenciada pelo seu conteúdo de matéria orgânica. O estudo das propriedades de identificação para a classificação dos solos permitiram verificar que os solos moles de Aveiro, frequentemente designados por lodos, são siltes argilosos e/ou arenosos com conteúdo de matéria orgânica. Os símbolos OL e OH da Classificação Unificada são os que correspondem a maioria dos solos estudados. Os ensaios de campo forneceram resultados muito próximos em termos granulométricos, sendo a natureza orgânica, em termos dos ensaios de campo, melhor reproduzida no ensaios DMT que nos CPTu;
- A adequada caracterização da compressibilidade e consolidação dos solos moles pelos convencionais ensaios edométricos pode tornar-se uma tarefa complexa pelo facto de, por um lado, o tempo de execução das obras impor períodos de execução dos ensaios expeditos e, por outro lado a importância da componente secundária destes solos exigir tempos de ensaio mais prolongados para sua adequada interpretação, visto que, nalguns casos, a sua contabilização não deve deixar de ser considerada na previsão dos assentamentos. Na maioria dos solos estudados verificou-se uma maior importância da componente primária da consolidação relativamente à compressão por

consolidação secundária. Deve, contudo, ser referido que tal comportamento observado nas condições de confinamento laboratoriais não será necessariamente reproduzido nos maciços naturais sob solicitações externas, dadas as trajectórias das tensões e das deformações não perfeitamente controláveis. Acresce o efeito da anisotropia na condutividade hidráulica, potenciada nalguns destes depósitos silto-argilosos, mais ou menos orgânicos, caracterizados pela ocorrência errática de intercalações arenosas;

- Os depósitos estudados caracterizam-se por apresentarem uma zona superficial sobreconsolidada com a passagem gradual em profundidade para estados normalmente consolidados a ligeiramente sobreconsolidados;
- Apesar de não ser uma prática tão generalizada quanto desejável, a estimativa da resistência não drenada e em termos de tensões efectivas por ensaios de corte, deve utilizar amostras reconsolidadas para níveis de tensão efectiva que reproduzam as condições 'in situ'. Nos solos estudados foram realizados ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e anisotropicamente e, foram verificadas algumas diferenças entre as resistências não drenadas determinadas em laboratório e as determinadas pelos ensaios de campo (FVT, SCPTU e DMT). Faz-se notar que as discrepâncias nos valores dos parâmetros geotécnicos avaliados pelas diferentes técnicas e propostas decorrem, entre outros, de factores não totalmente controlados como os níveis de tensão e de deformação envolvidos, a real natureza drenada ou não drenada da solicitação, as anisotropias das respostas mecânicas e, em particular nestes solos, ao entendimento pleno do efeito da matéria orgânica no comportamento reológico;
- Apesar de muitas vezes serem classificados como 'argilas moles', nos solos estudados foram determinados ângulos de resistência ao corte muito próximos de 30° . Este facto é explicado pela natureza silto-argilosa a silto-arenosa destes solos, que também apresentam valores de até 25 kPa para o parâmetro c' , o que se deve muito provavelmente ao efeito combinado da presença da fracção argila e da matéria orgânica;

- Finalmente, entende-se ser necessário o incremento substancial do número de ensaios, para que, de forma mais consistente, seja possível o desenvolvimento de estudos que conduza ao estabelecimento de correlações locais, cuja utilidade é inquestionável.

9.2 ASPECTOS A CONSIDERAR NA INVEGSAÇÃO FUTURA

Entende-se que alguns dos aspectos não tratados em profundidade no decurso da presente dissertação devem merecer atenção em trabalhos de investigação futuros, de âmbito geológico-geotécnico, com particular interesse a realizar em ambientes geológicos como os que caracterizam a região de Aveiro

- Haverá interesse na implementação de uma sistemática complementar ao seguido no presente trabalho, no que concerne a definição do campo experimental: o acesso a um campo experimental associado a implantação de uma obra geotécnica, como por exemplo um aterro definitivo ou experimental sobre os solos moles. Num tal contexto, os estudos de caracterização por ensaios poderão ser complementos com a observação do desempenho da obra geotécnica/maciço de fundação por recurso a instrumentação geotécnica. São bastante diversos os estudos a desenvolver num campo experimental deste tipo, desde estudos da consolidação e/ou roturas induzidas 'in situ' e sua comparação com os comportamentos observados em laboratório. São também de considerar os estudos por retro-análises e por modelação numérica;
- No âmbito dos ensaios de prospecção e são de estimular estudos de investigação sobre a avaliação da qualidade da amostragem em solos moles segundo diferentes técnicas de amostragem e amostradores. Laboratorialmente são de desenvolver estudos baseados nos modernos ensaios edométricos de carregamento contínuo, ensaios triaxiais em compressão em extensão com consolidações sob K_0 , para um mais apurado conhecimento e previsão do comportamento reológico deste tipo de solos;
- Dada a sua importância na composição dos geomateriais que foram objecto de estudo, importa compreender melhor a composição da matéria orgânica, bem como o real papel que desempenha na resposta destes solos quando solicitados;

- Por outro lado, a realização de estudos disseminados por vários locais diferentes, que tirem partido em particular dos ensaios SCPTu e DMT(ou SDMT) terão um grande interesse do ponto de vista dos estudos geológicos à escala regional no âmbito da estratigrafia e da sedimentologia associados ao Quaternário, sendo expectável a possibilidade da elaboração de modelos reconstitutivos da história geológica de uma região;
- Noutro plano, e tendo presente a realidade que se prende com a crescente necessidade de compreensão do desempenho dos geomateriais sob solicitações sísmicas (dinâmicas), que o caso dos solos moles de Aveiro sugere a possibilidade de ocorrência de fenómenos como a liquefacção, é indubitável a importância de estudos sistematizados de avaliação do potencial de liquefacção destes solos, com recurso a técnicas de ensaio como SCPTu (ou o SDMT) que, além da componente dinâmica fornecida com desprezável perturbação do maciço, permite também a avaliação da componente resistente estática por se tratar de um ensaio híbrido. Estudos deste tipo, no âmbito da dinâmica dos solos, enquadram-se nos grandes temas da engenharia sísmica e do risco sísmico;
- Estudos de investigação realizados em diferentes regiões do mundo demonstram que, apesar da nomenclatura e da história geológica muitas vezes comum, os solos moles orgânicos exibem frequentemente desempenhos geomecânicos diferentes, controlados por propriedades geotécnicas típicas de determinados locais. É também conhecida a recorrente aplicação de técnicas de melhoramento dos solos moles com o objectivo de conferir maior capacidade resistente aos terrenos por eles constituídos. Nalgumas destas técnicas, principalmente quando se promove a aceleração da consolidação hidrodinâmica, o dimensionamento implica o conhecimento dos coeficientes de consolidação e das condutividades hidráulicas. Dadas as limitações na fiabilidade de obtenção daqueles parâmetros geotécnicos por ensaios laboratoriais, discutidas ao longo da presente dissertação, e o enorme potencial da sua estimativa a partir da monitorização das dissipações com o piezocone e com o dilatómetro, são de estimular estudos de investigação locais, neste âmbito, com análises comparativas nos estados pré e pós tratamento do maciço;

- Nos diversos ramos da actividade industrial, a necessidade de recomendações para a preservação do Ambiente permanece um tema actual. Na indústria de construção civil, o problema, obviamente, também se coloca. Salvaguardado o facto de o tema Ambiente ser bastante mais abrangente, o conhecimento dos coeficientes de consolidação e das permeabilidades dos terrenos é também, por exemplo, um factor crítico na construção de depósitos controlados de resíduos, com o eventual surgimento de problemas a resolver no domínio da geotecnia ambiental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, A. (1992) – “Caracterização geotécnica de solos moles de Portugal: Uma contribuição”. Tese de mestrado. FCTUNL, Lisboa. 170p.
- Aguiar, A.; Matos Fernandes, A. (1995) – “Caracterização geotécnica de aluviões lodosas do Porto de Leixões e da Ria de Aveiro”. Rev. GEOTECNIA, n.º 73, Março 95, pp 45-62. SPG, Lisboa.
- Almeida M.S.S.; Martins I.S.M. e Carvalho S.R.L. (1995) – “Constant rate of strain consolidation on very soft clays”. Proceedings of the international symposium on compression and consolidation of clayey soils – IS-Hiroshima’95, Vol 1, pp 9-14. Yoshikuni & Kusakabe (eds) © Balkema, Rotterdam.
- Almeida, M.S.S. and Ferreira, C.A.M. (1993) – “Consolidation parameters of a very soft clay from field, in situ tests and laboratory tests”. Solos e Rochas, (16) 1, pp. 47-61. São Paulo, Brasil.
- Ameryan, L.S. (1993) – “Soft soil properties and testing methods”. A.A. Balkema, Rotterdam. 180p.
- Araújo, M. A. (2003) – “Programa e conteúdos da disciplina de geomorfologia litoral”. FLUP, Porto. 266 p.
- Areias L; Haegeman W and Van Impe WF (2004) – “New de-coupled shear wave source for the SCPT test”. 2nd Int. Conf. on Site Charact., ISC’2. Milpress, Porto, Vol.1, pp 643-645.
- Areias, L, Van Impe, W.F. and Haegeman, W. (1999) - “Variation of Shear Wave Energy with Coupling Stress in the SCPT method”. European Journal of Environmental and Engineering Geophysics, Volume 4, Number 1, pp. 87- 95.
- Aysen, A. (2002) – “Soil mechanics: basic concepts and engineering applications”. A.A Balkema Publishers, Amsterdam, The Netherlands. 459 p.
- Badeshi, M.V.R. (2004) – “Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro”. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil. 184p.
- Baldi, G; High, D.W.; & Thomas, G.E. (1988) – “A revaluation of conventional triaxial test methods”. Advanced triaxial testing of soil and rock. ASTM STP 977. Donaghe, Chaney & Silver, editors, Philadelphia, pp 219-263.
- Baligh, M.M., Azzouz, A.S, and Chin, C.T. (1987) – “Disturbance due to ideal tube sampling”. J. Geotech. Engng. Div., Am. Soc. Civ. Engrs, 113 (GT7), 739—757.
- Baligh, M.M and Levadoux, J.N (1986) – “Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation”. J. Soil Mech. Found. Engng. Div., ASCE. 11(7), 112(7), 727-745.
- Baligh, M.M (1985) – “Strain path method”. J Geotech Eng. 111(9):1108—1136.
- Bardet, J.P. (1987) – “Experimental soil mechanics”. © Prentice-Hall, Inc; USA, 582 p.

- Bernardes, C. A. (1987) – “A sedimentologia da Formação Arenitos e Argilas de Aveiro - Cretácico superior, Bacia ocidental portuguesa”. Geociências, Rev. Universidade de Aveiro, vol.2 fasc. (1-2), pp 9-26. Aveiro, Portugal
- Bishop, A W; Henkel, D J (1964) – “The measurement of soil properties in the triaxial test”. Edward Arnold (Publishers) Ltd. London, UK.
- Bonito, F. ;Almeida, F.; Gomes C.; Cardoso C. & Rocha F. (2002) – “O piezocone sísmico e sua aplicação no reconhecimento e caracterização de solos da região de Aveiro (Portugal). 8.º Congresso Nacional de Geotecnia. Vol 1, pp 165-172.LNEC; Lisboa.
- Brandon, T.L.; Rose, A. T and Duncan, J. M. (2006) – “Drained and undrained strength interpretation for low-plasticity silts”. J. Geotech. and Geoenviron. Engrg, Vol. 132, Issue 2, pp. 250-257.
- Budhu M. (2000) – “Soil mechanics and foundations”. John Willey & Sons, Inc. New York, USA. 585 p.
- Burns, S.E. and Mayne, P.W. (1998). "Monotonic and dilatatory pore pressure decay during piezocone tests in clay". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 6, 1063-1073.
- Campanella, R.G. and Howie, J.A (2004) – “Practical Applications of the Cone Penetration Test”. Manual on Interpretation of Seismic Piezocone Test Data for Geotechnical Design, U.B.C. Civil Engineering Department, 236 p.
- Campanella, R.G. and Davies, M.P. (1994) – “The seismic Piezocone: A Practical Site Investigation Tool”. Geophysical Characterization Of Sites. ISSMFE, Technical Committee # 10, XIII ICSMFE, Nova Deli, India. Richard & Woods Eds, pp 121-150.
- Campanella, R.G. and Stewart, W.P. (1992) – “Seismic Cone Analysis Using digital Signal Processing for Dynamic Site Characterization”. Canadian Geotechnical Journal. Vol 29, pp 477-486 (1992).
- Campanella, R.G., Robertson, P.K., Gillespie, D.G. and Grieg, J. (1986) – “Seismic cone penetration test”. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol.2, 849-854.
- Carvalho, C. (2002) – “Contribuição para o Conhecimento de Anisotropia Induzida em Solos Argilosos Portugueses. Estudo Experimental sobre Algumas Amostras Representativas”. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Chandler, R.J. (1988) – “The in situ measurement of the undrained shear strength of clays using field vane”. Testing of Vane shear testing in soils: Field and laboratory studies, pp 13-44. Adrian F. Richards, Ed. ASTM (STP: 1014), Philadelphia, USA.
- Chen, B. and Mayne P (1996) – “Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays”. Canadian Geotechnical Journal, 1996, 33(3), pp 488–498.

- Christoulas, S., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. & Sabatakakis, N. (1987) – “Engineering geology of soft clays. Examples from Greece”. Embankments on soft clays. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens.
- Coelho, P.A.L.F. (2000) – “Caracterização geotécnica de solos moles. Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)”. Tese de mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), 426 p.
- Condesso Melo, M.T (2002) – “Modelo matemático de fluxo e transporte de massa do sistema multi-aquífero Cretácio da região de Aveiro (Portugal)”. Tese de doutoramento. Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.
- Craig, R.F. (1987) – “Soil Mechanics”: Fourth edition, Van Nostrand Reinhold (UK).
- Cruz, N. (1995) – ‘Avaliação de parâmetros geotécnicos pelo dilatômetro de Marchetti”. Tese de Mestrado. FCTUC, Coimbra.201p.
- DeGroot, D.J.; Stenven E. e PoirierMelissa M.L. (2005) – “Sample disturbance – soft clays”. Rev. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXVII, No. 3-4, pp 92-105.
- DeGroot, D.J. (2001) – “Laboratory measurement and interpretation of soft clay mechanical behaviour”. Proceedings of Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP No. 119), John T. Germaine, Thomas C. Sheahan, Robert W. Whitman (Editors), pp 167-200, Massachusetts, USA
- den Haan, E.J. (1995) – “Peats and organic soils”. Theme Report On Special problem Soils/Soft Rocks. Proceedings of the XIth ECSMFE, Vol 7, pp 139-179. Copenhagen.
- den Haan, E.J. (1995) – “Some Remarks On consolidation Theor”. International Symposium of Compressibility & Consolidation. Clayey Soils, Hiroshima. Balkema vol 7, pp 1087-1090
- EN 1997-2 (2007) – Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing. CEN (Comité Européen de Normalisation), Brussels.
- Escosteguy, P.A.V.; Galliassi, K. e Ceretta, C.A. (2007) – “Determinação de matéria orgânica do solo pela perda de massa por ignição, em amostras do Rio Grande do Sul”. Revista brasileira de ciência do solo, 31:247-255.
- Eslami, A. and Fellenius, B. H., – (2004) – “CPT and CPTu data for soil profile interpretation: review of methods and a proposed new approach”. Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Vol. 28, No. B1, pp 69-86. Printed in Islamic Republic of Iran, 2004. © Shiraz University.
- Fellenius, B. H., and Eslami, A. – (2000) – “Soil profile interpreted from CPTu data”. Year 2000 Geotechnics. Geotechnical Engineering Conference, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, November 27 - 30, 2000, 21 p.
- Eslami, A. and Fellenius, B. H. (1997) – “Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories”. Canadian Geotechnical Journal 34(6) 886–904.

- Feng, T. W. (2004) – “Using a Small Ring and a Fall-Cone to Determine the Plastic Limit”. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130 Issue 6, pp 630-635.
- Feng, T. W. (2001) – “A linear log d – log w model for the determination of consistency limits of soils”. *Canadian geotechnical journal*, 38: 1335-1342
- Feng, T. W. (2000) – “Fall-cone penetration and water content relationship”. *Geot  chnique*, 50(2), pp 181–187.
- Ferreira Gomes, L.M.; Ladeira F.L. (2004) – “O substrato e as funda  es para as estruturas das zonas Urbana e suburbana da região de Aveiro”. 9.  Congresso nacional de Geotecnia, Vol.1, pp 287-298. Universidade de Aveiro.
- Ferreira Gomes, L.M. (1992) – Zonamento geotécnico da área urbana e suburbana de Aveiro. Tese de doutoramento. Universidade de Aveiro, Aveiro. 531p.
- Finno, R.J. (1993) – “Analytical interpretation of dilatometer penetration through saturated cohesive soils”. *Geotechnique*, 43(2):241-254.
- Folque, J. (1997) – “Modernas tendências nas técnicas de ensaio em mecânica dos solos”. ITG 15, LNEC, Lisboa.
- Galhano, A. C.G.A. (1999) – “Rela  es entre as propriedades geotécnicas, mineralógicas e geoquímicas da argilas e lodos da região de Aveiro”. Tese de Mestrado. Universidade de Aveiro. 267 p.
- Germaine, J.T; & Ladd, C.C. (1988) – “Triaxial testing of saturated cohesive soils”. *Advanced triaxial testing of soil and rock*. ASTM STP 977. Donaghe, Chaney & Silver, editors, Philadelphia, pp 421-459.
- Ghose R., Almeida F., Hermosilha H., Bonito F. e Cardoso C. (2002) – “Shallow S-wave Reflections Over Lagoon Deposits”. *Proceedings of 8th Meeting Environmental and Engineering Geophysical Society*, Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro, Portugal.
- Guedes de Melo, F. (1997) – Ensaio de corte rotativo. Caracteriza  o de Maciços terrosos por ensaios “in situ”. ICT/S 276. LNEC, Lisboa.
- Gomes, C. S. F. (2002) – “Argilas: aplica  es na Industria”. Edi  o do Autor. 337p.
- Gomes, C. S. F. (1992) – “Conhecer o passado e o presente da Ria de Aveiro para perspectivar o seu futuro”. *Geociências, Rev. Universidade de Aveiro*, vol.7 fasc. (1-2), pp 141-149. Aveiro, Portugal.
- Gomes, C. S. F. (1988) – “Argilas. O que são e para que servem”. Funda  o Calouste Gulbenkian, Lisboa. 457p.
- Grim, R.E. (1968) – “Clay mineralogy”. 2nd Edition, McGraw-Hill, New York. 569p.

- Guggeheim, S.; Adams, J.M.; Bain, D.C.; Bergaya, F.; Brigalti, M.F.; Drits, V.A.; Formoso, M.L.; Gslan, E.; Kogure, T. and Stanjek, H. (2006) – “Summary of recommendations of nomenclature committees relevant to clay mineralogy: report of the Association Intern. Pour l’Etude des Argiles (AIPEA)”, *Clay Minerals*, V.41, n.º 4, pp 863-877.
- Head, K. H. (1980) – “Manual of soil laboratory testing Vol. 1: Soil classification and compaction tests”. Wiley, “339p.
- Head K. H. (1982) – Manual of soil laboratory testing, Vol 2: Permeability, shear strength and compressibility tests”. Pentech Press Limited.
- Head, K. H. (1986) – “Manual of soil laboratory testing. Vol. 3: Effective stress tests”. Wiley and Sons Inc., 496 p.
- Hight, D.W. & Leroueil, S. (2003) – “Characterization of soils for engineering purposes”. Characterization and engineering properties of natural soils, Tan et al (eds), Vol.1, pp 255-360.
- Hight, D.W (2000) – “Sampling methods: evaluation of disturbance and new practical techniques for high quality sampling in soils”. Keynote lecture. 7th National congress of the portuguese geotechnical society, Porto, 35p.
- Hight, D. W. and Jardine, R. J. (1993) – “Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays”. In *Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks*, edited by A. Anagnostopoulos, F. Schlosser, N. Kalteziotis and R. Frank, Balkema, Rotterdam, 533-552.
- Hight, D.W.; Jardine, R.J. and Gens, A. (1987) – “The behaviour of soft clays. Embankments on soft clays”. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, pp. 33-158 Athens, Greece.
- Houlsby, G.T. (1998) – “Advanced interpretation of field tests”. *Geotech. Site Charact.*, ISC’98, Balkema, Vol.1, 99-112
- Houlsby, G.T.; Teh, C.I. (1988) – “Analysis of the piezocone in clay”. *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*. Orlando, v2, pp77-83, Balkema Pub. Rotterdam.
- Houlsby, G.T. (1982) – “Theoretical analysis of the fall cone test”. *Geotéchnique*. Vol. 32, pp. 111-18. June 1982
- ISSMGE (1998) - International reference test procedure for the cone penetration test (CPT) and the cone penetration test with pore pressure (CPTU).
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R. (1988) – “New correlations of penetration tests for design practice”. *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, 1, 263–96, Balkema Pub., Rotterdam, 1988.
- Jamiolkowski, B.M; Ladd, C.C.; Germaine, J.T. & Lancelotta, R. (1985) – “New developments in field and laboratory testing of soils”. Theme lecture. XIth ICSMFE, San Francisco, Vol.1, pp 57-153.

- Jardine, R.J and Hight, D.W. (1987) – Laboratory and field techniques for obtaining design parameters. Embankments on soft clays, Special Publication, pp. 245-296, Athens, Greece.
- Kamey, T. and Iwasaki, K. (1995) – “Evaluation of undrained shear strength of cohesive soil using a flat dilatometer”. Soils & Found., 35(2):111- 116.
- Khan, H. (2006) – “Técnicas de Caracterização de Materiais”. Apontamentos, EPUSP, Brasil.
- Jen, L. and Ladd, C. C. (2004) – “Advanced Soil Mechanics”. MIT Open Course Ware, 259p.
- La Rochelle, P., Zebdi, P.M., Leroueil, S., Tavenas, F. and Virely, D. (1988) – “Piezocone tests in sensitive clays of eastern Canada”. Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 2, Balkema Pub., Rotterdam., pp. 831-841.
- Lacasse, S. and Lunne, T. (1988) – “Calibration of dilatometer correlations”. Proc. Int. Symp. of Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 1:539- 548.
- Ladd, C. C. and DeGroot, D.J. (2003) – “Recommended practice for soft ground site characterization” Arthur Casagrande Lecture, 12th Panamerican Conference on soil Mechanics and Geotechnical Engineering. M.I.T., Cambridge, MA USA.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G. (1977) – “Stress-deformation and strength characteristics”. Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., State-of-the-art rep., Vol.2, 421–494.
- Larsson, R. (1996) – “Organic soils”. Embankments on organic soils. J. Hartén and W. Wolski Editors, pp 4-29,. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
- Larsson, R and Sällfors, G. (1986) – “Automatic continuous consolidation testing in Sweden”. ASTM. STP, No. 892: pp. 299-328
- Lechowicz, Z.; Szymanski, A.; Baranski, T. (1996) – “Laboratory investigations”. Embankments on organic soils. J. Hartén and W. Wolski Editors, pp 85-131, Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
- Leroueil, S. & Hight, D.W. (2003) – “Behaviour and properties of natural and soft rocks”. Characterization and engineering properties of natural soils, Tan et al (eds).Vol.1, pp 29-254.
- Leroueil, S., Demers, D., La Rochelle, P., Martel, G. and Virely D (1995) – “Practical use of the piezocone in eastern canada clay”. Proc. International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95. Linköping, Sweden, 1995, Vol. 2, pp. 515–522.
- Levadoux, J.N. and Baligh, M.M. (1986) – “Consolidation after undrained piezocone penetration. I: Prediction”. Journal Of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 7, pp 707-726
- Locat, J.; Tanaka, H. ; Tan, T.S. ; Dasari, G.R. & Lee, H. (2003) – “Natural soils: Geotechnical behaviour and geological knowledge”. Characterization and engineering properties of natural soils. Tan et al (eds), Vol.1, pp 3-28.

- Lo Presti, D.C.F., Shibuya S. and Rix G. (1999) – “Innovation in Soil Testing”. Proc of the Second International Symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials, IS Torino 99, pp158-207. AA Balkema, Rotterdam.
- Lunne, T., Berre, T. and Strandvik, S. (1997) – “Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay”. Symp. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, 81-102.
- Lunne T.; Robertson P.K. and Powell J.J.M (1997) – “Cone penetration test in geotechnical practice”. Blackie Academic & Professional. London, UK. 312p.
- Maranha Das Neves E. (2002) – “Mecânica dos Solos”. Apontamentos IST, Lisboa. 97p
- Marchetti S.; Monaco P.; Totani G. and Calabrese M. (2001) – “The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations”. Report of the ISSMGE TC 16. IN SITU 2001, Bali, Indonesia. 41p.
- Marchetti S. (1980) – “In situ tests by flat dilatometer”. ASCE; Jnl of GED, Vol. 106, N° GT3, pp 299-321
- Marques da Silva M. A. (1992) – Camadas-guia do Cretácico de Aveiro e sua importância hidrogeológica. Geociências, Rev. Universidade de Aveiro, vol.7 fasc. (1-2), pp 111-124. Aveiro, Portugal
- Massad, F. (2003) – “Obras de terra”. Curso básico de geotecnia. Oficina de Textos, São Paulo. 170p.
- Matos Fernandes, M. (2006) – “Mecânica dos solos. Vol 1: Conceitos e princípios fundamentais”. FEUP edições, Porto. 451p.
- Mayne, P.W (2001) – “Stress-strain strength flow characteristics of enhanced in situ testing”. Int. Conf. of In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Indonesia, 29-48.
- Mayne, P.W and Burns, S. E. (2000) – “An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils: Discussion”. Can. Geotech. J. 37: 1395–1397.
- Mayne, P.W. and Rix, G.J (1993) – “ G_{max} - q_c relationships for clays”. ASTM Geotech. Testing J., 16(1):54-60.
- Mayne, P.W. and Mitchell, J.K. (1988) – “Profiling of OCR in clays by field vane”. Can. Geotech. J., 25(1):150-157.
- Mesri, G. (2001) – “Primary and secondary compression”. Proceedings of Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP No. 119), John T. Germaine, Thomas C. Sheahan, Robert W. Whitman (Editors), pp 122-166, Massachusetts, USA
- Mesri, G. (2001) – “Undrained shear strength of soft clays from push cone penetration test”. Geotechnique 51, No. 2, pp167–168.
- Mesri, G. and Castro, A. (1987) – “The C_\square/C_c concept and K_0 during secondary compression”. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 113(3), pp 230-247.

- Mesri, G. and Godlewski, P. (1977) – “Time- and stress-compressibility interrelationships”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 103, pp 417-430.
- Mesri, G. (1973) – “Coefficient of secondary compression”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, pp 123-137.
- Nagaraj, T.S. & Miura, N. (2001) – “Soft clay behaviour: analysis and assessment”. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands. 315 p.
- Ortigao, J.A.R. and Collet, H.B. (1988) – “Errors caused by friction in field vane tests”. Proc. International Symposium on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, pp 104-116.
- Powell, J.J.M. and Lunne, T. (2005) – “Use of CPTu data in clays/fine grained soils”. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXVII, No. 3–4, 2005.
- Powell, J.J.M. and Quarterman, R.S.T. (1988) – “The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects”. ISPT-1, Orlando, Vol 2, 903-910. Balkema Pub., Rotterdam.
- Powell, J.J.M and Uglow, I.M. (1988) – “Interpretation of the Marchetti dilatometer test in UK clays”. Proc. on Penetration Testing in the UK., Birmingham, 121-125.
- Ricceri, G.; Simonini, P. and Cola, S. (2002) – “Applicability of piezocone and dilatometer to characterize the soils of the Venice Lagoon”. Geotechnical and Geological Engineering 20: 89-121.
- Robertson, P.K. (1990) – “Soil classification using the cone penetration test”. Canadian geotechnical journal, 27 (1), pp151-158.
- Robertson, P.K.; Campanella R., Gillespie, D and Rice, A (1986) – “Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity”. Journal of geotechnical engineering. ASCE, 112:88, 791-803.
- Rocha F.J.F.T. (1993) – “Argilas aplicadas a estudos litoestratigráficos e paleoambientais na bacia sedimentar de Aveiro”. Tese de doutoramento. Departamento de Geociências. Universidade de Aveiro. 399p.
- Rodrigues, C.M.G e Bonito, F. (2006) – “Ensaio geotécnicos no Parque de Combustíveis, Zona do Porto de Aveiro: Ensaio com o piezocone sísmico (SCPTu) e com o dilatómetro plano de Marchetti (DMT)”. Relatório técnico-científico, UA/ESGT-IPG, 77p.
- Rodrigues, C.; Bonito, F.; Almeida, F.; Moura, R.; Cardoso, C. e Constantino F. – “Ondas de superfície na avaliação de parâmetros elásticos de solos: Estudo comparativo com outros métodos sísmicos”. Actas do 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol.1, pp 197-206. UNL, Lisboa
- Rodrigues, C.M.G. (2004) – “Projecto assistido por ensaios I”. Aparentamentos do Curso de Mestrado em Mecânica dos solos e engenharia geotécnica. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC). 140p.

- Rodrigues, C.M.G; (2003) – “Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda”. Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC). 650p.
- Salas, J. A. J. e Alpañes, J. L. J. (1975) – “Geotecnia y cimientos: Propriedades de los suelos y de las rocas”. Editorial Rueda, Madrid, Espanha. 466p.
- Schofield, A.N and Wroth, CP (1968) – “Critical State Soil Mechanics”. McGraw-Hill Book Co., London. 218p.
- Schnaid F. and Yu, H. S. (2007) – “Interpretation of the seismic cone test in granular soils”. *Géotechnique*, Volume: 57, Issue: 3, pp: 265 – 272.
- Schnaid F. (2005) – “Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests”. 16 ICSMGE, Vol.1, 45p. Osaka, Japão.
- Schnaid, F.; Lehane, B.M. and Fahey. M. (2004) – “In situ test characterisation of unusual geomaterials”. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1: 49-74.
- Schnaid F. (2000) – “Ensaaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações”. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil. 189p
- Sharma, B. and Bora, P. (2003) – “Plastic Limit, Liquid Limit and Undrained Shear Strength of Soil – Reappraisal”. *Journal of geotechnical and geoenvironment engineering*, Vol. 129, N.º 8, pp. 774-777.
- Simonini, P. and Cola, S. (2000) – “Use of piezocone to predict maximum stiffness of Venetian soils”. *J. Geotech. and Geoenvironm. Engng.*, ASCE, 126(4):378-381.
- Soares, F. I. N.S. C. (1995) – “Caracterização geotécnica de solos da baixa aluvionar do Rio Mondego”. Tese de Mestrado. FCTUC, Coimbra. 243p.
- Sousa Pinto C. de (2000) – “Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas”. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil. 247 p.
- Sridharan, A. and Prakash, K. (1997) – “The log δ -log t method for the determination of the coefficient of consolidation”. *ICE Geotechnical engineering journal*, vol. 125, no1, pp. 27-32.
- Sridharan, A.; Murthy,. N.S., and Prakash, K. (1987) – “Rectangular hyperbola method of consolidation analysis”. *Geotechnique*, 37: 355-368.
- Suguio, K. (1973) – “Introdução à Sedimentologia”. Edgar Blücher, São Paulo. 317 p.
- Sully J.P. and Campanella R.G. (1991) – “Effect of lateral stress on CPT penetration pore pressure”. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1991, Vol. 117(7), pp. 1082–1088.
- Tanaka, H. & Locat, J. (1999) – “A microestrutural investigation of Osaka Bay Clay: the impact of microfossils on its mechanical behaviour”. *Canadian geotechnical journal*, 36, 493-508.

- Tanaka H.; Sharma P; Tsuchida T and Tanaka M. (1996) – “Comparative study on sample quality using several types of samplers”. Soil and Foundations, Vol. 36, No. 2, 57-68. Japanese Geotechnical Society.
- Teh, C.I. and Houlsby, G.T. (1991) – “An analytical study of the cone penetration test in clay”. Géotechnique, 41(1): 17-34.
- Teh, C. I.(1987) – “An analytical study of the cone penetration test”. PhD thesis. Hertford College, University of Oxford, UK. 254p.
- Teixeira C.; Zbyszewski G.(1976) – “Carta geológica de Portugal na escala 1/50000. Notícia explicativa da folha 16-A Aveiro”. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- US Army Corps of Engineers (2001) – “Geotechnical Investigations”. Engineering and design Engineer manual USCE EM 1110-1-1804.
- Vallejo, L.I. G; Ferrer, M; Ortuño, L. e Oteo C. (2004) – “Ingeniería geológica”. Pearson Educación, S.A. Madrid, Espanha. 189 p.
- Viana da Fonseca A. (2001) – “Discussion on In Situ Tests For Seismic Analysis”. Special Lectures of International Conference on In Situ Measurement Of Soil Properties and Case Histories. Bali, Indonesia.
- Yu, H.S. (2004) – “In situ testing: from mechanics to prediction”. The James K. Mitchell Lecture: 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, Vol.1, pp 3-38.
- Watabe,Y.; Tsuchida, T. and Adachi, K. (2002) – “Undrained Shear Strength of Pleistocene Clay in Osaka Bay”. J. Geotech. and Geoenviron. Engrg. Volume 128, Issue 3, pp. 216-226
- Wood, D.M. (1990) – “Soil behaviour and critical state soil mechanics”. University of Cambridge. 462p.
- Wroth, C. (1984) – “The interpretation of in situ soil test”. 24th Rankine Lecture, Géotechnique, 1984, Vol. 34(4), pp. 449–489.